

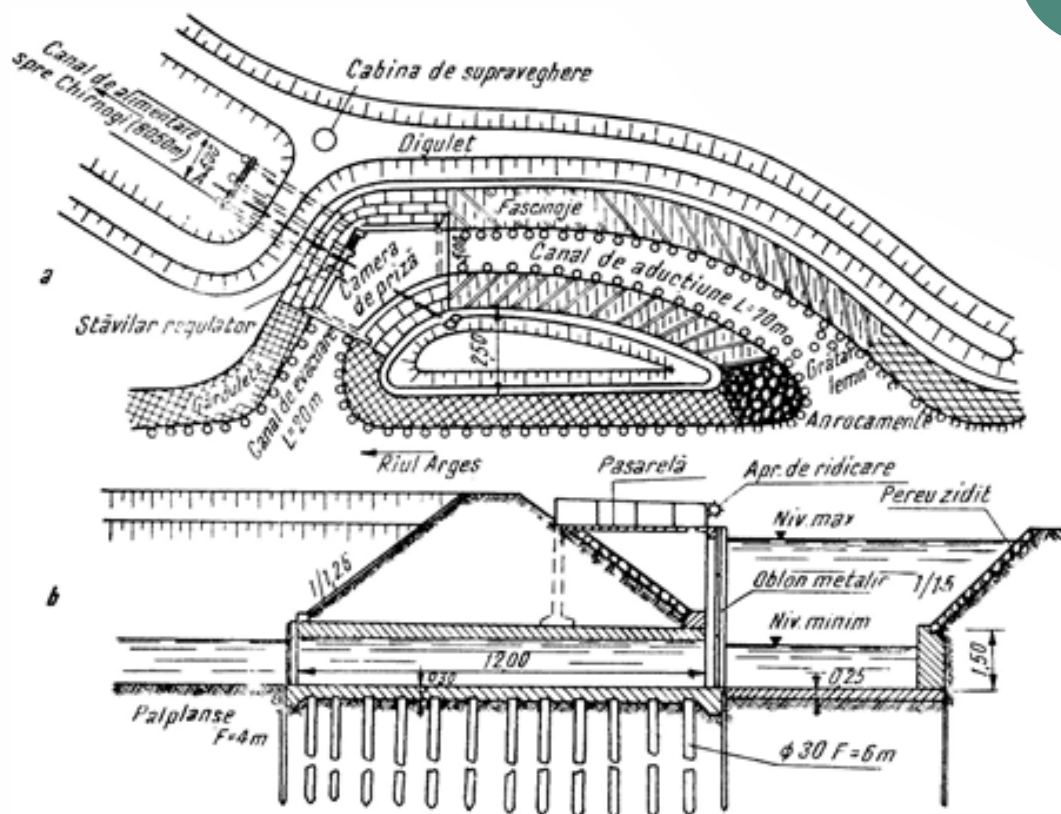
GENIU RURAL

AMENAJĂRI TERITORIALE HIDRAULICO-AGRARE

pentru Îmbunătățiri Funciare și Gospodărirea Apelor
cu Baza tehnico-științifică „Hidraulica și scheme hidrotehnice”

Lucrări de irigații și desecări. Rol și clasificare.
Centre de priză și evacuare. Surse de apă. Debite de dimensionare.
Pregătirea terenului pentru desecări și irigații. Metode de irigații

3



Priza de apă Clătești

VALERIU BLIDARU

GENIU RURAL

**AMENAJĂRI TERITORIALE
HIDRAULICO-AGRARE**

pentru

**Îmbunătățiri Funciare și Gospodărirea Apelor
cu**

**Baza tehnico-științifică
„Hidraulica și scheme hidrotehnice”**

Volumul 3

**Lucrări de irigații și desecări. Rol și clasificare.
Centre de priză și evacuare. Surse de apă. Debite de
dimensionare. Pregătirea terenului pentru desecări și
irigații. Metode de irigații**

Prof. Univ. Dr. Doc. Ing. VALERIU BLIDARU

Inginer Geniu Rural
Doctor Docent în Științe
LAUREAT AL ACADEMIEI ROMÂNE
Distins cu GRAND PRIZE, EUROINVENT

GENIU RURAL

AMENAJĂRI TERITORIALE HIDRAULICO-AGRARE pentru Îmbunătățiri Funciare și Gospodărirea Apelor CU

Baza tehnico-științifică „Hidraulica și scheme hidrotehnice”

Volumul 3

*Lucrări de irigații și desecări. Rol și clasificare.
Centre de priză și evacuare. Surse de apă. Debite de
dimensionare. Pregătirea terenului pentru desecări și irigații.
Metode de irigații*

Presa Universitară Clujeană

2022

Referenți științifici:

Prof. univ. emerit dr. ing. Florian Stătescu

Conf. univ. dr. ing. Nicolae Marcoie

ISBN general: 978-606-37-1526-6

ISBN specific: 978-606-37-1529-7

© 2022 Coordonatorul volumului. Toate drepturile rezervate.
Reproducerea integrală sau parțială a textului, prin orice mijloace,
fără acordul coordonatorului, este interzisă și se pedepsește
conform legii.

Redactor: dr. ing. Beno Haimovici

Tehnoredactor: ing. Cezar Baci

Universitatea Babeș-Bolyai

Presa Universitară Clujeană

Director: Codruța Săcelean

Str. Hasdeu nr. 51

400371 Cluj-Napoca, România

Tel./Fax: (+40)-264-597.401

E-mail: editura@ubbcluj.ro

<http://www.editura.ubbcluj.ro/>

CUPRINS

INTRODUCERE. LUCRĂRILE DE IRIGAȚII ȘI DESECĂRI. ROLUL LOR ȘI CLASIFICAREA TERENURILOR CARE INTERESEAZĂ LA AMELIORARE	13
1.1. CLASIFICAREA PE BAZA COEFICIENTULUI BILANȚULUI DE APĂ A TERENURILOR CARE INTERESEAZĂ LA LUCRĂRI DE IRIGAȚII-DESECĂRI	13
1.2. VARIAȚIA BILANȚULUI DE APĂ PE TERITORIUL AMELIORAT	14
CENTRE DE PRIZĂ ȘI EVACUARE ALE SISTEMELOR DE IRIGAȚII, DESECĂRI, IRIGAȚII-DESECĂRI	16
2.1. CENTRE DE PRIZĂ PENTRU DIRIJAREA APEI DIN SURSĂ ÎN CANALUL MAGISTRAL SAU DE ADUCȚIUNE	16
2.1.1. Clasificarea și părțile componente ale prizelor de apă	16
2.1.1.1. Prize fără regularizarea debitului și a nivelului apei din sursă – prize directe, fără baraj, sau prize în curent liber	17
2.1.1.2. Prize cu regularizarea debitului și nivelului apei din sursă – prize cu baraj	24
2.1.2. Indici tehnico-economici ai centrelor de priză	26
2.1.3. Instalații și măsuri de luptă împotriva aluviunilor în centrul de priză	27
2.1.3.1. Măsuri preventive	27
2.1.3.2. Măsuri curative	29
2.1.3.3. Măsuri generale de combatere a aluviunilor	29
2.1.4. Probleme de exploatare a prizelor de apă	29
2.2. IRIGAȚIA PRIN CAPTAREA APEI PE CALE GRAVITAȚIONALĂ ȘI RIDICARE MECANICĂ	30
2.2.1. Studiul tehnico-economic al irigației gravitaționale	30
2.2.2. Studiul tehnico-economic al irigației prin ridicarea mecanică a apei	33
2.2.2.1. Instalații de ridicat apă	33
2.2.2.2. Surse de energie pentru acționarea dispozitivelor de ridicare	37
2.2.2.5. Alegerea agregatelor de pompare după regimul lor de funcționare și mărimea variației debitului de irigat	40
2.2.2.4. Amplasarea bazinelor de regularizare și a canalelor de aducțiune în sistemul de irigație alimentat prin ridicare mecanică a apei	41
2.2.2.5. Calculul economic al ridicării apei în raport cu amplasarea agregatelor la diferite înălțimi	44
2.2.3. Alegerea soluției de alimentare cu apă a sistemului de irigație	46
2.3. CENTRE DE EVACUARE A APEI DIN SISTEMELE DE DESECARE	46
2.3.1. Alegerea recipientului și a punctului de evacuare	46
2.3.2. Evacuarea gravitațională a apei în recipient	47
2.3.3. Evacuarea prin ridicarea mecanică a apei în recipient	51
2.3.3.1. Evacuarea apei din sistemele de desecare orizontale prin ridicare mecanică	51
2.3.3.2. Evacuarea apei din puțurile de drenaj prin ridicarea mecanică	57
2.3.4. Evacuarea mixtă a apei	59
2.4. CENTRE DE PRIZĂ ȘI EVACUAREA APEI ÎN SISTEMELE DE IRIGAȚII-DESECĂRI (CENTRE CU FUNCȚIE REVERSIBILĂ)	60
2.5. PRINCIPII DE PROIECTARE A CENTRELOR DE PRIZĂ ȘI EVACUARE – BAZELE CALCULULUI HIDRAULIC	62
2.5.1. Calculul hidraulic al prizelor de apă fără baraj (în curent liber)	63
2.5.1.1. Determinarea elementelor albiei și a parametrilor caracteristici derivației	63
2.5.1.2. Determinarea cotei nivelului din bieful amonte	65
2.5.1.3. Dimensionarea gurii (ferestrei) de captare	65
2.5.2. Calculul hidraulic al construcțiilor prizelor cu baraj	66
2.5.2.1. Galeria de spălare	66
2.5.2.2. Calculul hidraulic al evacuatoarelor	67
2.5.2.3. Calculul hidraulic al disipatorilor	68
2.5.2.4. Supraînălțarea produsă în cazul prizelor de apă cu baraj	69

2.6. BAZELE MODELĂRII HIDRAULICE A PRIZELOR DE APĂ	70
2.6.1. Prize cu nivel liber	70
2.6.2. Prize prin ridicarea mecanică a apei (considerații cu privire la pompe)	72
SURSE DE APĂ PENTRU IRIGAȚII	74
3.1. CLASIFICAREA ȘI DESCRIEREA SURSELOR DE APĂ	74
3.2. ANUL DE CALCUL AL REGIMULUI SURSEI	74
3.2.1. Alegerea anului real de calcul	74
3.2.2. Alegerea anului teoretic de calcul	76
3.3. CALITATEA APEI DE IRIGAT	77
3.3.1. Elemente ce determină calitatea apei pentru irigații	78
3.3.1.1. Aluviunile	78
3.3.1.2. Mineralizarea	80
3.3.1.3. Reacția apei (pH-ul)	85
3.3.1.4. Temperatura	85
3.3.1.5. Gradul de aeratie	85
3.3.2. Indici practici pentru stabilirea calității apei de irigat	85
DETERMINAREA DEBITULUI DE APĂ PE BAZA CĂRUIA SE DIMENSIONEAZĂ SISTEMELE DE IRIGAȚII, SISTEMELE DE DESECĂRI ȘI SISTEMELE MIXTE ȘI REVERSIBILE	87
4.1. REGIMUL HIDRIC AL SOLULUI	87
4.1.1. Relațiile dintre sol și apa din sol	87
4.1.1.1. Proprietățile solului în raport cu apa și mișcarea apei în sol	87
4.1.1.2. Constantele hidrofizice ale solului	88
4.1.2. Factorii climatici mai importanți și influența lor asupra regimului hidric al solului	90
4.1.3. Consumul de apă din sol	91
4.1.3.1. Corelația între consumul apei din sol și elementele climatice	92
4.1.3.2. Accesibilitatea apei din sol pentru plante și limite optime pentru proiectare și exploatare	94
4.2. CONSUMUL DE APĂ ÎN SISTEMUL DE IRIGAȚIE ȘI COORDONAREA CU REGIMUL SURSEI	95
4.2.1. Condițiile de viață ale plantelor în sistemul de irigație. Generalități	95
4.2.1.1. Condițiile specifice ale dezvoltării plantelor în cadrul sistemului de irigație	95
4.2.2. Regimul de irigație al diferitelor plante	96
4.2.3. Regimul de irigație al orezului	101
4.2.4. Determinarea consumului de apă la plantele din asolament	102
4.2.4.1. Raionarea hidroameliorativă și hidromodulă	102
4.2.4.2. Modulul de udare al culturilor și hidromodulul necoordonat	104
4.2.4.3. Întocmirea graficului hidromodulului coordonat	107
4.2.5. Determinarea consumului de apă la orez	108
4.2.5.1. Stabilirea consumului real de apă la orez	108
4.2.5.2. Posibilitățile de micșorare a consumului de apă la orez	108
4.2.6. Graficul consumului total de apă al sistemului de irigație și debitul ce dimensionează elementele acestuia	110
4.2.6.1. Consumul total de apă în cazul unui singur asolament, al mai multor asolamente și în cazul refolosirii apei	111
4.2.6.2. Concluzii pentru proiectare	112
4.2.7. Confruntarea și coordonarea graficului consumului de apă al sistemului de irigație cu hidrograful sursei de apă	113
4.2.7.1. Regularizarea regimului sursei de apă în caz de insuficiență pentru irigații	114
4.3. DEBITUL DE EVACUAT DIN SISTEMUL DE DESECARE	123
4.3.1. Probleme generale legate de desecarea terenurilor	123
4.3.1.1. Indici și caracteristici ale terenurilor cu exces de umiditate	123
4.3.1.2. Neajunsurile provocate de excesul de umiditate asupra plantelor, solului și populației	123

4.3.1.3. Cauzele excesului de umiditate.....	123
4.3.1.4. Principalele tipuri de sol ce reclamă desecarea.....	124
4.3.2. Problema reglării regimului de apă din sol	126
4.3.2.1. Norma de desecare.....	126
4.3.2.2. Norma critică de nesalinizare	129
4.3.3. Influența desecării asupra solului, plantelor și condițiilor de viață	129
4.3.3.1. Influența desecării asupra solului.....	129
4.3.3.2. Influența desecării asupra creșterii plantelor.....	130
4.3.3.3. Influența desecării asupra desalinizării solului	131
4.3.4. Studiul și reprezentarea sintetică a zonei de desecat.....	131
4.3.5. Determinarea debitului de evacuare	132
4.3.5.1. Debitul de evacuare provenit din scurgeri de suprafață	132
4.3.5.2. Debitul de evacuare provenit din scurgeri freatice, a.....	141
4.3.5.3. Concluzii asupra debitului de evacuare	145
4.4. REGULARIZAREA REGIMULUI DE APĂ ÎN TERITORIUL DE AMELIORAT CU UMIDITATE INSTABILĂ, PE BAZA BILANȚULUI DE APĂ	146
4.5. METODE TEHNICE DE SATISFACERE A OPTIMULUI DE UMIDITATE PE TERENURILE AGRICOLE.....	146
4.5.1. Metode de irigație.....	147
4.5.2. Metode de desecare.....	147
4.5.3. Metode de reglare a regimului de apă pe terenurile cu umiditate instabilă și cu cerințe speciale	150
PREGĂTIREA TERENULUI PENTRU DESECCARE ȘI IRIGAȚII.....	152
5.1. PROSPECTAREA MĂSURILOR AGROTEHNICE ȘI SPECIALE.....	152
5.2. ÎNLĂTURAREA OBSTACOLELOR CARE STAU ÎN CALEA AMENAJĂRII TERENURILOR ȘI LUCRĂRII SOLULUI.....	152
5.2.1. Defrișarea arborilor și arbuștilor.....	153
5.2.2. Scoaterea și îndepărtarea pietrelor.....	157
5.2.3. Îndepărtarea mușuroaielor	157
5.2.4. Destufizarea.....	157
5.3. MĂSURI AGROTEHNICE, FITOTEHNICE ȘI SPECIALE DE LUARE ÎN CULTURĂ A TERENURILOR DESECCATE.....	158
5.3.1. Deșțelenirea terenurilor desecate.....	158
5.3.2. Îngrășarea, amendarea și măsuri fitotehnice și speciale de luare în cultură a terenurilor desecate	158
5.4. NIVELAREA TERENURILOR PENTRU IRIGAȚII ȘI DESECCĂRI.....	159
5.4.1. Necesitatea nivelării	159
5.4.2. Principii generale.....	159
5.4.3. Metode de nivelare folosite în irigații și desecări.....	160
5.4.3.1. Metoda traverselor, cu nivelare în două pante	160
5.4.3.2. Metoda de nivelare în plan înclinat cu o singură pantă (metoda exactă a suprafețelor ponderate)	162
5.4.3.3. Metoda nivelării pe profile (aliniament pe direcția de udare)	163
5.4.4. Probleme de execuție și utilaje folosite în nivelare	165
5.4.4.1. Nivelarea capitală	165
5.4.4.2. Nivelarea de exploatare	168
METODE DE IRIGAȚII – CLASIFICARE, PROIECTARE, EXECUȚIE ȘI PRINCIPII DE EXPLOATARE.....	170
6.1. TEHNICA IRIGAȚIEI PRIN SCURGERE LA SUPRAFAȚĂ ȘI AMENAJAREA REȚELEI PROVIZORII DE UDARE	170
6.1.1. Clasificarea metodelor de udare și descrierea lor.....	170
6.1.1.1. Udarea pe brazde	170
6.1.1.2. Udarea prin revărsare.....	177
6.1.1.3. Udarea prin inundare	181
6.1.1.4. Metode de udare la plantații de pomi, vie și la diferite culturi izolate	181

6.1.2. Măsurile și dispozitive pentru ridicarea randamentului metodelor de udare prin scurgere la suprafață	182
6.1.2.1. Amenajarea rețelei provizorii	182
6.1.2.2. Dispozitive de derivare și reglarea scurgerii în rețeaua provizorie	185
6.2. TEHNICA IRIGAȚIEI PRIN ASPERSIUNE	188
6.2.1. Efectul irigației prin aspersiune	188
6.2.1.1. Definiție – generalități	188
6.2.1.2. Avantajele și dezavantajele irigației prin aspersiune	189
6.2.2. Indicii de calitate ai aspersiunii	191
6.2.2.1. Intensitatea stropirii și mărimea picăturilor	191
6.2.2.2. Gradul de pulverizare a jetului de apă	191
6.2.2.3. Uniformitatea stropirii	192
6.2.3. Sisteme de irigație prin aspersiune	193
6.2.3.1. Părți componente – clasificări	193
6.2.3.2. Rețeaua de distribuție – irigație prin aspersiune și colectare-evacuare	198
6.2.3.3. Aparatură de aspersiune	205
6.2.3.4. Instalații și agregate de aspersiune	219
6.2.3.5. Debitul de apă și caracteristici de exploatare	237
6.3. TEHNICA IRIGAȚIEI SUBTERANE	240
6.3.1. Generalități asupra irigației subterane	240
6.3.2. Principii de bază în funcționarea irigației subterane	241
6.3.3. Sisteme de irigație subterană	241
6.3.3.1. Sistemul de irigație subterană cu presiune și scurgere periodică	241
6.3.3.2. Sistemul de irigație subterană fără presiune și cu scurgere periodică	243
6.3.3.3. Sistemul combinat de irigație subterană cu presiune și scurgere periodică – cu regulatori de presiune și jgheaburi	243
6.3.3.4. Sistemul de irigație subterană prin drenuri cârțiță	243
6.3.3.5. Sistemul de irigație cu drenuri cârțiță consolidate	244
6.3.4. CALCULUL NECESARULUI DE APĂ PENTRU IRIGAȚIA SUBTERANĂ	244
6.4. CONSIDERAȚII ASUPRA MĂRIMII SUPRAFEȚEI IRIGABILE ÎN ZONE CU UMIDITATE INSTABILĂ ȘI CU SURSE REDUSE DE APĂ	245
6.5. REPARTIZAREA ȘI FOLOSIREA APEI ÎN SISTEMUL DE IRIGAȚIE	245
6.5.1. Legătura între problemele de irigații – desecări și cele de organizarea în perspectivă a teritoriului supus amenajării	245
6.5.1.1. Corelarea sectoarelor de irigație cu solele asolamentului	246
6.5.1.2. Sectoarele de irigație și sectoarele de brigadă	247
6.5.2. Folosirea planificată a apei și regimul de funcționare al sistemului de irigație	247
6.5.3. Metode de distribuție a apei în sistemul de irigație cu canale deschise	248
6.5.3.1. Distribuția apei prin rotație	249
6.5.3.2. Distribuția apei prin alimentare continuă – permanentă, cu rotația circulației în interiorul gospodăriei	250
6.5.3.3. Distribuția apei prin alimentare la cerere	250

CONTENTS

INTRODUCTION. IRRIGATION AND DESICCATION WORKS. THEIR ROLE AND LAND CLASSIFICATION SUBJECT TO IMPROVEMENT	13
1.1. CLASSIFICATION BASED ON WATER BALANCE COEFFICIENTS OF LANDS SUBJECT TO IRRIGATION-DESICCATION WORKS.....	13
1.2. VARIATION OF WATER BALANCED ON THE IMPROVED AREA.....	14
WATER INTAKE AND EVACUATION POINTS OF IRRIGATION, DESICCATION , IRRIGATION-DESICCATION SYSTEMS	16
2.1. WATER INTAKE POINTS FOR DIRECTING WATER FROM THE SOURCE IN THE MAIN CANAL OR IN THE WATER SUPPLY CANAL	16
2.1.1. Classification and components of water intake points.....	16
2.1.1.1. Water intake points without water flow and level regulation from the source - direct water intake points, water intake points without dam or free flow water intake points	17
2.1.1.2. Water intake points with water flow and level regulation from the source - water intake points with dam.....	24
2.1.2. Technical-economic indicators of water intake points	26
2.1.3. Installations and fighting measures against alluviums for water intake points.....	27
2.1.3.1. Preventive measures	27
2.1.3.2. Curative measures.....	29
2.1.3.3. General measures of fighting alluviums	29
2.1.4. Issues related to the operation of water intake points	29
2.2. IRRIGATION BY COLLECTION OF WATER BY GRAVITATION AND MECHANICAL LIFTING	30
2.2.1. Technical-economic survey of gravitational irrigation.....	30
2.2.2. Technical-economic survey of irrigation by mechanical lifting of water	33
2.2.2.1. Water lifting installations.....	33
2.2.2.2. Energy sources for driving lifting devices	37
2.2.2.5 Selection of pumping devices after their operating mode and variation size of the flow to be irrigated.....	40
2.2.2.4. Placement of regulation basins and water supply canal in the irrigation system supplied by the mechanical lifting of water	41
2.2.2.5. Economic calculation of water lifting in relation with the placement of devices at various heights	44
2.2.3. Selection of the water supply solution for the irrigation system	46
2.3. CENTERS OF WATER EVACUATION FROM THE DESICCATION SYSTEMS	46
2.3.1. Selection of the container and the evacuation point	46
2.3.2. Gravitation evacuation of water in the container	47
2.3.3. Water evacuation by mechanical lifting in the container.....	51
2.3.3.1. Water evacuation from horizontal desiccation systems by mechanical lifting.....	51
2.3.3.2. Water evacuation from desiccation wells by mechanical lifting	57
2.3.4. Mixed evacuation of water	59
2.4. WATER INTAKE AND EVACUATION POINTS IN IRRIGATION-DESICCATION SYSTEMS (POINTS WITH REVERSIBLE FUNCTION)	60
2.5. DESIGN PRINCIPLES OF WATER INTAKE AND EVACUATION POINTS – BASIS OF HYDRAULIC CALCULUS	62
2.5.1. Hydraulic calculus of water intake points without a dam (with free flow).....	63
2.5.1.1. Determination of waterbed elements and parameters characteristic for derivation.....	63
2.5.1.2. Determination of grade elevation of the upstream pool	65
2.5.1.3. Dimensioning of the collection outlet (hole)	65
2.5.2. Hydraulic calculus of construction of water intake points with dam	66
2.5.2.1. Washing galleries	66
2.5.2.2. Hydraulic calculus of unloaders.....	67
2.5.2.3. Hydraulic calculus of dissipaters	68
2.5.2.4. Aggradation caused in case of water intake points with dam	69
2.6. BASIS OF HYDRAULIC MODELING OF WATER INTAKE POINTS.....	70

2.6.1. Water intake points with free level	70
2.6.2. Water intake points by mechanical lifting of water (considerations regarding pumps).....	72
WATER SOURCES FOR IRRIGATION.....	74
3.1. CLASSIFICATION AND DESCRIPTION OF WATER SOURCES	74
3.2. CALCULATION YEAR OF SOURCE'S REGIME.....	74
3.2.1. Selection of the real calculation year	74
3.2.2. Selection of the theoretical calculation year	76
3.3. QUALITY OF WATER FOR IRRIGATION	77
3.3.1. Elements determining water quality for irrigations	78
3.3.1.1. Alluviums	78
3.3.1.2. Mineralization.....	80
3.3.1.3. Water reaction (pH)	85
3.3.1.4. Temperature.....	85
3.3.1.5. Airing degree.....	85
3.3.2. Practical indicators of setting out the quality of water for irrigations	85
DETERMINATION OF WATER FLOW BASED ON WHICH THE IRRIGATION SYSTEMS, DESICCATION SYSTEMS AND MIXED AND IRREVERSIBLE SYSTEMS ARE DIMENSIONED	87
4.1. WATER REGIME OF THE SOIL	87
4.1.1. Relationships between the soil and the soil water.....	87
4.1.1.1. Soil properties in relation with water and water movement in the soil	87
4.1.1.2. Hydro-physical constants of the soil	88
4.1.2. Important climatic factors and their influence on the water regime of the soil	90
4.1.3. Soil water consumption	91
4.1.3.1. Correlation between soil water consumption and climatic elements.....	92
4.1.3.2. Soil water accessibility for plants and optimal limits for designing and operation	94
4.2. WATER CONSUMPTION IN THE IRRIGATION SYSTEM AND COORDINATION WITH THE SOURCE REGIME	95
4.2.1. Life conditions of plants in the irrigation system. Generals	95
4.2.1.1. Specific conditions of plants growth within the irrigation system	95
4.2.2. Irrigation regime of various plants.....	96
4.2.3. Irrigation regime of rice	101
4.2.4. Determination of water consumption in crop rotation plants	102
4.2.4.1. Hydromodule and hydro-improving zoning.....	102
4.2.4.2. Wetting module of crops and uncoordinated hydromodule	104
4.2.4.3. Elaboration of the coordinated hydromodule graph.....	107
4.2.5. Determination of water consumption in rice	108
4.2.5.1. Establishing the real water consumption in rice.....	108
4.2.5.2. Possibilities of decreasing the water consumption in rice.....	108
4.2.6. Graph of the total water consumption of the irrigation system and the flow dimensioning its elements	110
4.2.6.1. Total water consumption in case of a single crop rotation, of more crop rotations and in case of water reuse	111
4.2.6.2. Conclusions related to designing	112
4.2.7. Analysis and coordination of the water consumption graph of the irrigation system with the water source hydrograph.....	113
4.2.7.1. Regulation of the water source regime in case of insufficiency for irrigations	114
4.3. FLOW TO BE EVACUATED FROM THE WATER DESICCATION SYSTEM.....	123
4.3.1. General issues related to the water desiccation of lands.....	123
4.3.1.1. Indicators and characteristics of lands with humidity excess.....	123
4.3.1.2. Shortcomings of humidity excess on plants, soil and population.....	123
4.3.1.3. Causes of humidity excess	123

4.3.1.4. Main types of soils demanding water desiccation	124
4.3.2. Issues of regulating the water regime of the soil	126
4.3.2.1. Water desiccation norm	126
4.3.2.2. Critical norm of non-salinization	129
4.3.3. Influence of water desiccation on soil, plants and life conditions	129
4.3.3.1. Influence of water desiccation on the soil	129
4.3.3.2. Influence of water desiccation on plants growth	130
4.3.3.3. Influence of water desiccation on soil desalinization	131
4.3.4. Survey and synthetic representation of the area to be water drained	131
4.3.5. Determination of the evacuation flow	132
4.3.5.1. Evacuation flow from surface discharges	132
4.3.5.2. Evacuation flow from phreatic discharges	141
4.3.5.3. Conclusions on the evacuation flow	145
4.4. REGULATION OF WATER REGIME IN THE AREA TO BE IMPROVED WITH UNSTABLE HUMIDITY BASED ON THE WATER BALANCE	146
4.5. TECHNICAL METHODS OF ACHIEVING THE OPTIMAL HUMIDITY ON AGRICULTURAL LANDS	146
4.5.1. Irrigation methods	147
4.5.2. Water desiccation methods	147
4.5.3. Methods of regulation the water regime on lands with unstable humidity and special requirements	150
LAND PREPARATION FOR WATER DESICCATION AND IRRIGATION	152
5.1. PROSPECTING OF AGROTECHNICAL AND SPECIAL MEASURES	152
5.2. REMOVING OBSTACLES RELATED TO SOIL WORKS AND LAND DEVELOPMENT	152
5.2.1. Deforestation of trees and scrubs	153
5.2.2. Removal and disposal of rocks	157
5.2.3. Removal of anthills	157
5.2.4. Removal of reeds	157
5.3. AGROTECHNICAL, PHYTOTECHNICAL AND SPECIAL MEASURES TO BE TAKEN FOR CROPS OF WATER DRAINED LANDS	158
5.3.1. Fallowing of water drained lands	158
5.3.2. Fertilization, improvement and phytotechnical and special measures to be taken in crops of water drained lands	158
5.4. LEVELING OF LANDS FOR IRRIGATION AND WATER DESICCATION	159
5.4.1. The need for leveling	159
5.4.2. General principles	159
5.4.3. Leveling methods used in irrigations and water desiccation s	160
5.4.3.1. Methods of bars with leveling on two slopes	160
5.4.3.2. Leveling method in incline with a single slope (exact method of balanced surfaces)	162
5.4.3.3. Leveling method on profiles (alignment on the wetting direction)	163
5.4.4. Execution issues and devices used in leveling	165
5.4.4.1. Fundamental leveling	165
5.4.4.2. Leveling for exploitation	168
IRRIGATION METHODS – CLASSIFICATION, DESIGNING, EXECUTION AND EXPLOITATION PRINCIPLES	170
6.1. IRRIGATION TECHNIQUE BY DISCHARGE ON SURFACE AND SETTING UP THE PROVISIONAL WETTING NETWORK	170
6.1.1. Classification of wetting methods and their description	170
6.1.1.1. Wetting of furrows	170
6.1.1.2. Wetting by overflowing	177
6.1.1.3. Wetting by flooding	181
6.1.1.4. Wetting methods of plantations of fruit trees, vineyards and various isolated crops	181

6.1.2. Measures and devices for improving the performance of wetting methods by discharge on surface.....	182
6.1.2.1. Setting up the provisional network	182
6.1.2.2. Devices for derivation and regulation of discharge within the provisional network.....	185
6.2. TECHNIQUE OF IRRIGATION BY SPRAY IRRIGATION	188
6.2.1. Effect of irrigation by spray irrigation.....	188
6.2.1.1. Definition - generals	188
6.2.1.2. Advantages and disadvantages of irrigation by spray irrigation	189
6.2.2. Quality indicators of spray irrigation	191
6.2.2.1. Intensity of sprinkling and size of drops	191
6.2.2.2. Water jet spraying degree	191
6.2.2.3. Uniformity of sprinkling	192
6.2.3. Irrigation systems by spray irrigation	193
6.2.3.1. Components - classification	193
6.2.3.2. Distribution - irrigation by spray irrigation network and collection-evacuation	198
6.2.3.3. Devices of spray irrigation.....	205
6.2.3.4. Spray irrigation installations and stations	219
6.2.3.5. Water flow and exploitation characteristics	237
6.3. TECHNIQUE OF UNDERGROUND IRRIGATION	240
6.3.1. Generals on underground irrigation.....	240
6.3.2. Basic principles of operation of underground irrigation	241
6.3.3. Systems of underground irrigation.....	241
6.3.3.1. Underground irrigation system with pressure and periodical discharge	241
6.3.3.2. Underground irrigation system with pressure and with periodical discharge	243
6.3.3.3. Combined underground irrigation system with pressure and periodical discharge- with pressure regulators and ditches	243
6.3.3.4. Underground irrigation system with pressure and periodical discharge by mole drains	243
6.3.3.5. Irrigation system with consolidated mole drains.....	244
6.3.4. CALCULATION OF THE WATER NEEDED FOR UNDERGROUND IRRIGATION	244
6.4. CONSIDERATIONS ON THE SIZE OF IRRIGABLE SURFACE IN AREAS WITH UNSTABLE HUMIDITY AND WITH REDUCED WATER SOURCES	245
6.5. WATER ALLOCATION AND USE WITHIN THE IRRIGATION SYSTEM.....	245
6.5.1. Connection between issues related to irrigation - water desiccation and those of organization in perspective of the area subject to development	245
6.5.1.1. Correlation of irrigation segments with the crops in rotation.....	246
6.5.1.2. Irrigation segments and unit segments.....	247
6.5.2. Planned use of water and operation mode of the irrigation system	247
6.5.3. Water distribution methods in the irrigation system with open canals.....	248
6.5.3.1. Water distribution by rotation.....	249
6.5.3.2. Water distribution by continuous - permanent supply with rotation of circulation inside the household	250
6.5.3.3. Water distribution by supply on demand	250

INTRODUCERE. LUCRĂRILE DE IRIGAȚII ȘI DESECĂRI. ROLUL LOR ȘI CLASIFICAREA TERENURILOR CARE INTERESEAZĂ LA AMELIORARE

Pământul țării trebuie ameliorat pentru a-l face capabil să asigure condiții optime dezvoltării plantelor, în vederea satisfacerii cerințelor agroalimentare, în continuă creștere.

Irigațiile și desecările fac parte din complexul de măsuri hidroameliorative care au rolul să modifice factorii naturali, insuficienți sau defavorabili agriculturii, prin acționare asupra elementului apă. Prin modificarea regimului de apă – în plus prin irigații și în minus prin desecări – este influențat însuși procesul de formare a solului, regimul apelor subterane și de suprafață și chiar umiditatea aerului. Un regim de apă neregularizat – deficitar, excedentar sau instabil – de pe un anumit teritoriu, determină un regim nefavorabil de aer, de căldură și de nutriție a plantelor, precum și o acțiune mecanică dăunătoare asupra solului. Prin irigații și desecări se urmărește ameliorarea regimului hidric, atât pe terenurile noi (precum cele scoase de sub apă și mlaștini, pe turbării etc.) cât și pe vastele întinderi de terenuri cultivate, în zone în care condițiile social-economice impun sarcini speciale (obținerea de producții cerealiere, furajere ș.a. mari și sigure; cultivarea de plante speciale – orez, bumbac etc.).

Prin efectul exercitat de irigații și desecări asupra întregului complex teritorial, acestea pot contribui la schimbarea radicală a condițiilor de viață dintr-o anumită zonă; de aici rezultă dependența lucrărilor de hidroameliorații de factorii naturali și social-economici, ca și strânsa legătură dintre lucrările de irigații și desecări – care au un caracter hidrotehnic – de lucrările agrotehnice. Reușita primelor este condiționată de aplicarea unei agrotehnici raționale, care să asigure plantelor regimul de căldură și nutriție corespunzător, precum și o bună structură glomerulară a solului.

1.1. CLASIFICAREA PE BAZA COEFICIENTULUI BILANȚULUI DE APĂ A TERENURILOR CARE INTERESEAZĂ LA LUCRĂRI DE IRIGAȚII-DESECĂRI

Condițiile naturale care determină nevoia de măsuri hidroameliorative, se caracterizează înainte de

toate prin *bilanțul de apă* al teritoriului, care reprezintă raportul dintre *veniturile* și *cheltuielile* de apă din aceeași perioadă. Dacă se consideră că elementul principal de venituri îl reprezintă precipitațiile P , mai puțin scurgerea ($1 - S = r$), iar elementul principal de cheltuieli – evapotranspirația E și dacă se analizează condițiile de umiditate ale unui teritoriu vast prin prisma

coeficientului bilanțului de apă $\left(K = \frac{r \cdot P}{E} \right)$, rezultă

gruparea terenului în trei categorii mari:

- terenuri cu surplus de umiditate $\left(\frac{r \cdot P}{E} > 1 \right)$;
- terenuri cu deficit de umiditate $\left(\frac{r \cdot P}{E} < 1 \right)$;
- terenuri cu umiditate instabilă $\left(\frac{r \cdot P}{E} \approx 1 \right)$.

În prima categorie ($K > 1$), curenții de apă și cei ai soluțiilor din sol au o direcție descendentă; solurile sunt sărace în aer, fapt datorită căruia oxidarea făcându-se incomplet, are loc o acumulare de substanțe organice, putându-se produce înlăștinirea solului. În această zonă, rețeaua hidrografică are densitate mare, există izvoare naturale, iar nivelul freatic se găsește la adâncime mică.

În categoria a doua ($K < 1$), cheltuielile de apă ale solului întrecând veniturile, curenții de apă și soluțiile au o direcție ascendentă; sărurile conținute se depun în straturile superioare; solurile sunt sărace în substanțe organice și după compoziția lor mecanică sunt în general ușoare. În această zonă, densitatea rețelei hidrografice este redusă, izvoarele sunt puține, iar pânza de apă freatică se găsește la adâncime mare.

În categoria a treia ($K \approx 1$), veniturile și cheltuielile de umiditate fiind mai echilibrate și proporția terenurilor necultivabile este redusă în comparație cu primele două zone. Aici se petrece un fel de stingere a proceselor caracteristice primelor două zone și o trecere treptată de la zona cu surplus de umiditate spre zona secetoasă.

Schimbarea valorii lui K este un indiciu că se schimbă și umiditatea solului; odată cu micșorarea lui K , procesul de înlăștinare a solului devine tot mai

slab. La apropierea de unitate, acest proces se stinge, iar apoi, în cazul unei micșorări ulterioare a lui K sub unitate, începe procesul de trecere spre deficit de apă – spre uscare – și salinizare a solului.

Rezultă că la baza formării terenurilor improprie unei bune dezvoltări a culturilor agricole stă, printre altele, și un regim de apă necorespunzător, neregularizat.

Luând în considerație elementele principale de bilanț – precipitațiile F și evaporația totală E ,

$$E = \alpha t \left(1 - \frac{\gamma}{100} \right) [\text{mm} / 24\text{h}] \quad (1.1)$$

exprimată în funcție de: temperatura medie ($t^\circ\text{C}$), umiditate relativă a aerului ($\gamma\%$) și un coeficient α dat în funcție de starea suprafeței solului, de vegetație și de intensitatea vântului ($\alpha = 0,6-1,1$) și folosind orientativ harta coeficienților medii anuali de scurgere (fig. 1.1.), terenurile deficitare în apă pe cuprinsul țării noastre se grupează îndeosebi spre zona exterioară a lanțului Carpat, spre Dunăre, Prut, mare. Pe lângă cauzele zonale (exprimate orientativ prin elementele bilanțului de apă), care determină regimul de apă al unui teritoriu, mai pot exista o serie de cauze locale, care condiționează o situație stabilă de insuficiență a unuia dintre factorii de dezvoltare a plantelor. Dintre acești factori se pot enumera: proprietățile solului (în special cele fizice), condițiile reliefului și poziția hidrografică a terenurilor față de bazinele naturale de apă. Într-adevăr, deficitul de aer dintr-un sol poate fi o urmare nu numai a acumulării apei în el, ci și a unei texturi grele (de exemplu, ca urmare a colmatării luncii unui curs de apă) sau a unui microrelief neregulat, a unor poziții hidrografice nefavorabile (de exemplu, locuri joase, inundabile, terenuri fără scurgeri etc.). Așa se poate explica prezența unor suprafețe cu exces de umiditate în interiorul marilor unități deficitare în apă. La fel, deficitul de umiditate din sol poate fi condiționat de permeabilitatea solului, de lipsa rețelei hidrografice etc. și, astfel, în interiorul zonelor excedentare în apă apar suprafețe cu deficit de umiditate. Rezultă din cele de mai sus că, în funcție de condițiile naturale, lucrările de irigații și desecări pot fi condiționate atât de factorii zonali cât și de cei locali (intrazonali); acțiunea factorilor zonali se manifestă mai ales în zonele extreme ($K \gg 1$), iar a celor locali în special în zona de tranziție ($K \approx 1$), făcându-se simțiți însă și în zonele extreme, cu rolul de a tempera sau intensifica acțiunea factorilor zonali.

$$\text{În regiunile cu surplus de umiditate } \left(\frac{r \cdot P}{E} > 1 \right),$$

problema constă în micșorarea acestui raport, ceea ce se poate realiza fie prin micșorarea coeficientului $r = 1 - S$ (adică prin mărirea scurgerii de suprafață S sau subterane, prin desecare), fie prin mărirea lui E (deci, prin cultivarea de plante mari consumatoare de apă).

$$\text{În regiunile cu deficit de umiditate } \left(\frac{r \cdot P}{E} < 1 \right),$$

problema constă din mărirea acestui raport, ceea ce se poate realiza prin mărirea coeficientului r (prin micșorarea coeficientului de scurgere), prin oprirea scurgerii și folosirea apelor, prin micșorarea lui E (= agrotehnică rațională) sau prin suplimentarea cu apă a teritoriului (= irigații).

$$\text{În regiunile cu umiditate instabilă } \left(\frac{r \cdot P}{E} \approx 1 \right),$$

problemele hidroameliorative se rezolvă printr-o combinație între cele două măsuri (irigații-desecări), în funcție de condițiile locale (relief, poziția terenului față de rețeaua hidrografică, proprietățile solului etc.).

Deoarece rezolvarea problemelor puse unui sistem de hidroameliorații se obține prin regularizarea regimului de apă, trebuie cunoscută variația acestuia pentru a-l putea dirija după necesitate și pentru a stabili condițiile în care va funcționa sistemul respectiv.

1.2. VARIAȚIA BILANȚULUI DE APĂ PE TERITORIUL AMELIORAT

În studiul variației bilanțului de apă al teritoriului trebuie să se țină seama de principalele elemente de venituri și cheltuieli, care se pot reda sub forma unei ecuații de bilanț pentru o anumită perioadă de timp:

$$dv + dw = (P + V - S) + (G + A - O) - E \quad (1.2)$$

în care se notează veniturile cu: P (precipitații atmosferice), V (apele de suprafață scurse de pe terenurile vecine); G (aportul freatic); A (condensarea umidității aerului din sol). Cheltuielile se notează astfel: E (evapotranspirația); S (scurgerea apelor de suprafață); O (scurgerea apelor freactice în afara teritoriului respectiv); dv și dw (creșterea sau descreșterea apelor de suprafață, respectiv a celor freactice).

Deși sunt strâns legate hidrologic, apele de suprafață și cele freactice au influențe diferite din punct de vedere agricol; de aceea ecuația bilanțului apelor trebuie analizată și separat. Astfel, pentru apele de suprafață:

$$dv = P + V - S - W_1 - E_1 \quad (1.3)$$

și pentru apele freactice:

$$dw = (P + V - S_1) + (G + A - O) - E_0 \quad (1.4)$$

sau

$$dw = W_1 - E_0 + (G + A - O)$$

în care: W_1 este cantitatea de apă de suprafață care se infiltrază în sol; E_1 – evaporația apei de la suprafață; E_0 – evaporația apei din sol și transpirația plantelor; S_1 – scurgerea întregii cantități de apă de suprafață ($S_1 = S + dv$).

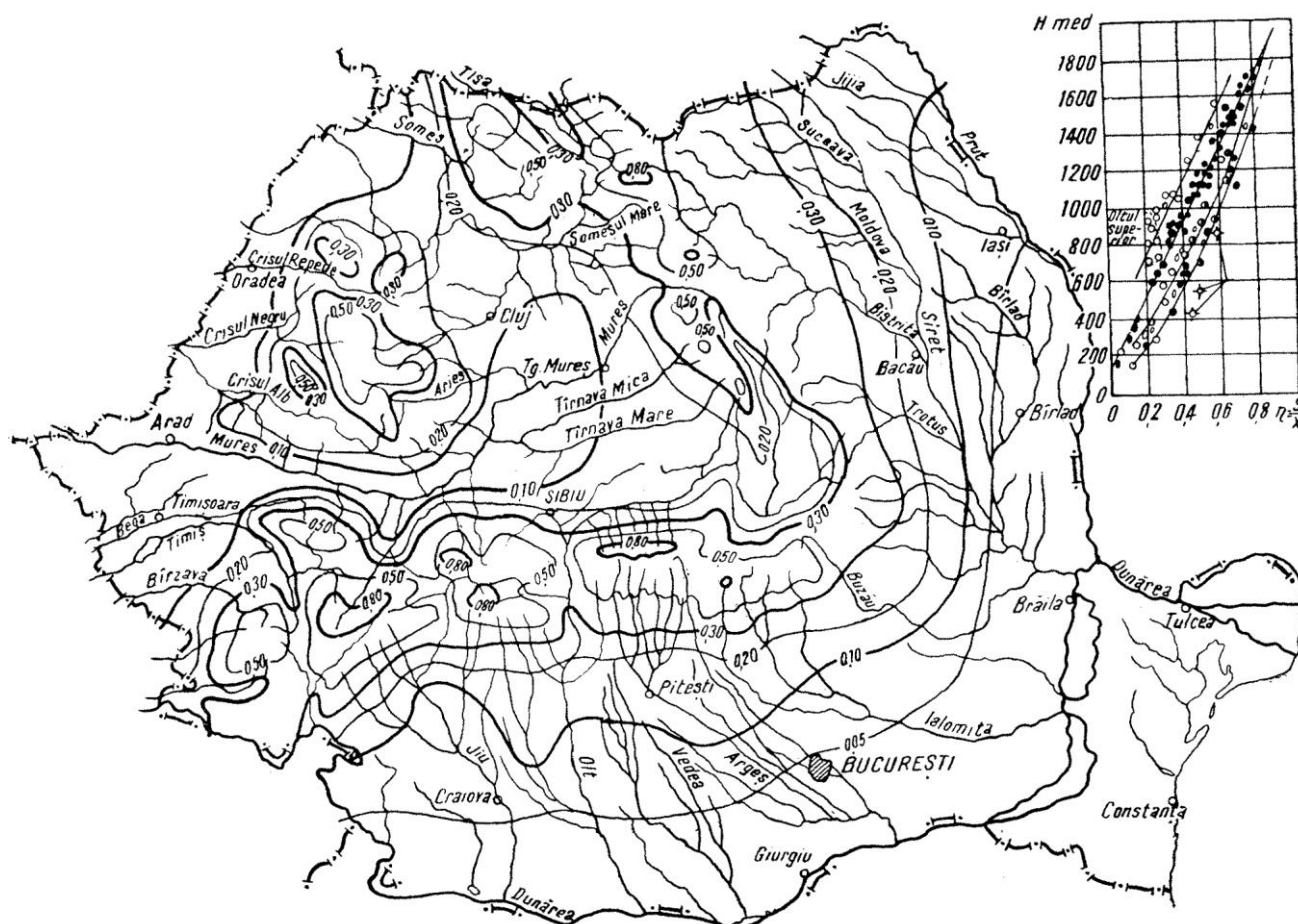


Fig. 1.1. Coeficienții medii anuali de scurgere în România

Analizându-se comparativ rezerva de apă $W + dw$ (W fiind rezerva de apă de la începutul perioadei de vegetație) din stratul de sol activ h și capacitatea maximă de umiditate a solului W_0 , rezultă situația hidrică a solului. Când $W + dw > W_0$, rezultă un surplus de apă dG care se va infiltra îmbogățind stratul freatic. Dacă dG este negativ, se înregistrează scăderea rezervelor de apă din sol și o reducere a nivelului freatic.

Notând cu dG sporul sau reducerea conținutului de apă din sol (pe adâncimea h), din cauza ridicării nivelului freatic de la t la t_1 (sau scăderii de la t_1 la t), fără a se ține seama de alți factori ai bilanțului de apă, cu H_0 – înălțimea maximă de ridicare capilară a apei în solul respectiv, cu γ – greutatea volumetrică a solului, cu β_{\max} și β_{\min} – capacitatea maximă și minimă de apă a solului, se poate stabili o corelație între variațiile nivelului freatic și a conținutului de apă din stratul de sol activ de forma:

$$dG = (\beta_{\max} - \beta_{\min}) \frac{t - t_1}{H_0} [h - (t_1 - H_0)] \gamma_v \quad (1.5)$$

Influența nivelului apelor freatice asupra umidității solului are loc numai pentru $t_1 < h + H_0$.

În scopul menținerii unei umidități optime în stratul de sol activ având în vedere și aportul freatic (când este corespunzător din punct de vedere al calității), trebuie să se amenajeze, în raport cu bilanțul apei, un sistem hidroameliorativ care să permită fie completarea deficitului de apă din sol, fie evacuarea surplusului de apă; se pot amenaja astfel sisteme de irigații, sisteme de desecări, precum și sisteme mixte și reversibile.

Pentru asigurarea unei reglări corecte a umidității în sol, sistemele de irigații trebuie prevăzute cu instalații de colectare și evacuare a surplusului de apă, iar sistemele de desecări, cu instalații de oprirea, reglarea scurgerii și chiar de aducere a apei în scop de irigare. Orice sistem de irigații și desecări este strâns și permanent legat de următoarele elemente: terenul și culturile agricole, rețeaua de reglare a umidității din sol, rețeaua de transport a apei și sursa de apă, respectiv emisarul.

În lucrarea de față se vor trata măsurile și metodele necesare furnizării sau evacuării apelor dintr-un anumit teritoriu, pentru asigurarea optimului de umiditate din sol, pe baza analizării variației regimului de apă.

CENTRE DE PRIZĂ ȘI EVACUARE ALE SISTEMELOR DE IRIGAȚII, DESECĂRI, IRIGAȚII-DESECĂRI

2.1. CENTRE DE PRIZĂ PENTRU DIRIJAREA APEI DIN SURSĂ ÎN CANALUL MAGISTRAL SAU DE ADUCȚIUNE

Instalațiile care formează centrul de priză (instalațiile frontale) au rolul de a deriva din sursă un debit de apă în raport cu nevoile sistemului de irigație și de a o trimite prin canalul magistral sau de aducțiune spre terenurile de irigat.

Problema prizelor de apă fiind vastă, iar volumul acestei lucrări limitat, aici se vor aborda numai schematic aspectele legate de ansamblul constructiv și funcțional al sistemului de irigații, ca: tipurile de priză folosite frecvent pentru sistemele de irigații, amplasarea și funcționarea lor, hidraulica prizelor.

2.1.1. CLASIFICAREA ȘI PĂRȚILE COMPONENTE ALE PRIZELOR DE APĂ

Centrele de priză trebuie să îndeplinească, în general, următoarele funcțiuni: să capteze la termenele fixate debitele necesare după planul de folosire a apei în sistem; să apere sistemul de irigație de pătrunderea macroaluviunilor din râu (cu $d > 0,15$ mm) și de inundare; să fie sigure și rezistente; să permită o exploatare simplă și o execuție în timp scurt și economică; să creze în unele cazuri condiții pentru deservirea navigației, hidroenergeticii, pentru alimentarea cu apă potabilă etc.

Dificultățile de proiectare și execuție a centrelor de priză decurg din caracterul instabil al râului și din fenomenul de aluvionare.

Amplasarea centrelor de priză depinde de natura sectorului de râu folosit ca sursă (superior, mijlociu, inferior și de vărsare) și de felul prizei.

La stabilirea locului prizei trebuie să se aibă în vedere regimul râului, albia râului, gradul de sinuoșitate, natura aluviunilor etc.

Complexul de construcții și instalații menit de a deriva apa din sursă se numește „centru de priză” sau „instalații frontale”.

Elementele care compun un centru de priză sunt (fig. 2.1): barajul pentru ridicarea și regularizarea ni-

velului apei din râu (în cazul tipului de priză cu baraj); stăvilarul de spălare; stăvilarul-regulator de la punctul de admisie a apei în canalul de aducțiune; stăvilarul de evacuare, așezat în canalul magistral mai jos de priză; instalații pentru captarea și decantarea aluviunilor (bazine-decantoare etc.).

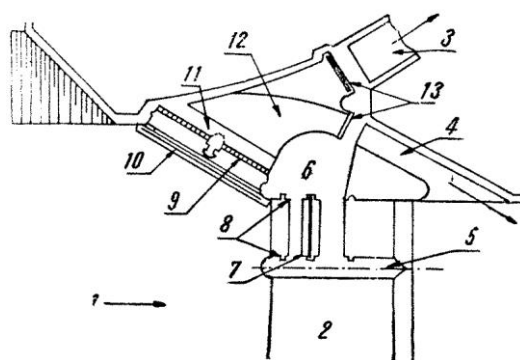


Fig. 2.1. Priza de apă cu nivel liber cu baraj (STAS 3621-52):
1 – râu; 2 – baraj deversor; 3 – canal de derivație; 4 – canal de spălare; 5 – pilă; 6 – culee; 7 – stăvilar de spălare; 8 – lăcașuri pentru batardou; 9 – grătar; 10 – buștean pentru apărarea prizei; 11 – pasarelă; 12 – avancamără; 13 – stăvilar.

Prizele de apă pot fi clasificate după mai multe criterii: după *nivelul captării față de albia râului* (prize cu nivel liber, cu captare de adâncime și infiltrație); după *amplasamentul captării față de albie* (prize cu captare de mal – laterală – la unul sau ambele maluri, precum și cu captarea în albie – frontală); după *funcționare* (prize gravitaționale și prin ridicare mecanică – pompare); după *dispozitivele contra aluviunilor de fund* (fără dispozitive, cu stăvilare de spălare, cu canal de spălare, cu galerie de spălare în baraj, cu galerie de spălare sub prag, cu dispozitive combinate și speciale – panouri Potapov, consolă la prag, prag înclinat etc.); după *durată* (prize definitive și permanente – pentru alimentări cu apă, definitive și sezoniere – pentru irigații, semidefinite – sub 5 ani, provizorii – pentru șantiere); după *procentul de captare față de $Q_{\min-asig}$* ;

$$\alpha = \frac{Q_{\text{captat}}}{Q_{\min-asig}} \quad (\text{prize cu } \alpha < 0,15 ; \alpha < 0,3 ; \alpha < 0,5 ; \alpha < 0,8)$$

După particularitățile constructive ale centrelor de priză, legate de condiția de folosire planificată a apei în sistemul de irigație, se deosebesc două tipuri de prize:

1) prize fără regularizarea debitelor și nivelurilor apei din sursă – prize fără baraj; 2) prize cu regularizarea debitelor și nivelurilor apei din sursă – prize cu baraj.

2.1.1.1. Prize fără regularizarea debitului și a nivelului apei din sursă – prize directe, fără baraj, sau prize în curent liber

Aceste tipuri de priză se adoptă în special pentru râul cu debite destul de regulate (variații mici) și cu pante mici; sunt folosite de asemenea pe râurile cu caracter torențial și albie majoră largă. Prezentând o serie de dezavantaje, ca: pericolul rămânării pe uscat din cauza albiei instabile și pericolul întreruperii alimentării cu apă a sistemului de irigații în perioadele secetoase, când nivelul apei în râu este scăzut, acest tip de priză se practică din ce în ce mai puțin.

Priza directă poate fi frontală (fig. 2.2.a) sau laterală (fig. 2.2.b).

În cazul când situația locală impune soluția prizei frontale, iar în timpul exploatarei se fac puternic resimțite inconvenientele acestui tip de priză (pătrunderea cu ușurință a materialului grosier în priză), se poate transforma ulterior în priză laterală (fig. 2.3).

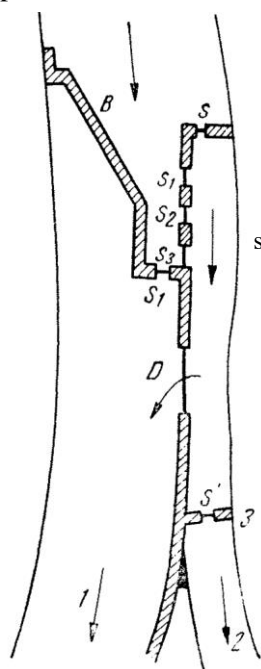


Fig. 2.3. Priza directă frontală transformată în priză laterală: 1 – râul; 2 – canalul de aducțiune; 3 – stăvilor regulator (S'); S – stăvilor frontal; s_1, s_2, s_3 – stăvilori laterali; B – baraj – prag de fund; S_1 – vană pentru spălarea bazinului; D – devorsor lateral.

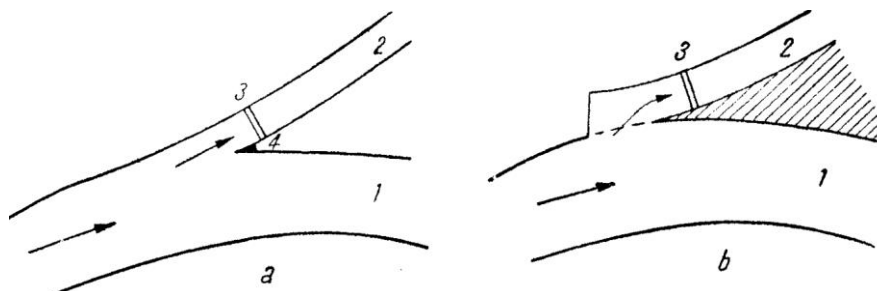


Fig. 2.2. Prize directe: a – frontală; b – laterală. 1 – râul folosit ca sursă de apă; 2 – canalul de aducțiune; 3 – stăvilor regulator (poate fi și de tipul barajului cu ace); 4 – obstacol natural (masiv pietros etc.).

Tipurile de priză fără regularizarea debitului și a nivelului apei din sursă, folosite în tehnica hidroameliorativă, prezintă particularitățile prizelor directe (frontale și laterale).

a. *Cel mai simplu tip de priză* constă dintr-unul sau mai multe canale de derivație, în care debitul și nivelul apei variază după regimul râului (fig. 2.4).

Caracteristicile acestui tip de priză sunt: dependența regimului de apă al canalului magistral de regimul râului (debit și nivel); capacitatea de trecere a centrului de priză nesatisfăcătoare; instabilitatea prizei în special la râurile cu albie instabilă; nu prezintă instalații pentru evidența apei; regimul aluviunilor nu este regularizat.

b. *Priza de apă fără baraj, dar cu stăvilor-regulator frontal lângă malul râului*, constă dintr-un canal de derivație, prevăzut cu un stăvilor-regulator. În stare mai perfecționată acest tip de priză posedă și un bazin decantor, ca una sau mai multe camere, cu sau fără regulator, precum și un canal de evacuare (figura 2.5).

c. *Priza de apă fără baraj, dar cu stăvilor-regulator situat pe canal*, la o mare distanță de punctul de derivație. Aceasta constă dintr-un canal de derivație de lungime mare (1-4 km), care este prevăzut la distanță mare de râu cu un stăvilor-regulator, iar de cele mai multe ori, cu un decantor și un canal de evacuare (fig. 2.6). Acest tip de priză răspândit pe râurile cu albie nestabilă, în România, nu s-a aplicat.

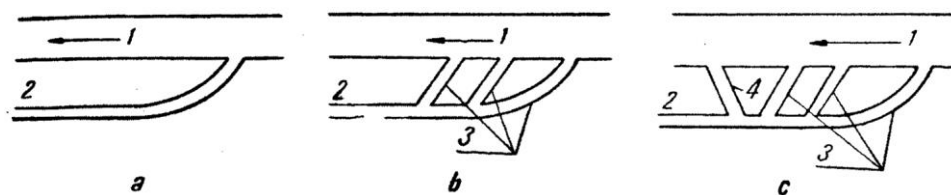


Fig. 2.4. Schema celui mai simplu tip de priză de apă: a – priză de apă cu o singură gură de captare; b – priză de apă cu mai multe guri de captare; c – priză de apă cu mai multe guri de captare și cu canal de evacuare: 1 – râul; 2 – canalul magistral 3 – canale de priză; 4 – canalul de evacuare.

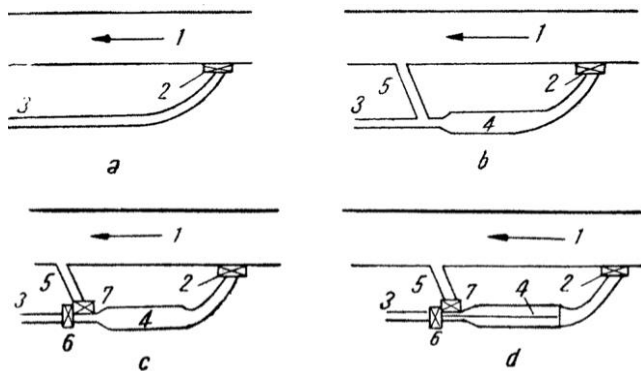


Fig. 2.5. Schema prizei de apă fără baraj, cu stăvilar-regulator frontal așezat pe malul râului: a – fără instalații suplimentare; b – cu decantor și canal de evacuare, fără dispozitiv de reglare la capătul decantorului; c – cu decantor, canal de evacuare și cu dispozitiv de reglare la capătul decantorului și a canalului de evacuare; d – cu decantor cu mai multe camere și cu dispozitive de reglare; 1 – râul; 2 – stăvilar-regulator frontal; 3 – canalul magistral; 4 – decantorul; 5 – canalul de evacuare; 6 – stăvilarul-regulator al decantorului; 7 – stăvilarul-regulator al canalului de evacuare.

d. *Priza de apă cu pînten*, care este răspândită în practica irigației, se întrebuințează aproape în toate cazurile pentru derivarea apei din sursă, cu sau fără stăvilar-regulator. Acest centru de priză reprezintă o construcție tranzitorie între centrul de priză fără baraj și tipul cu baraj (fig. 2.7).

Destinația pîtenilor este aceeași ca și a barajului: ridicarea nivelului apei din sursă, cu deosebirea că pîntenul provoacă numai o ridicare parțială.

Pentru a se intensifica acțiunea pîtenului, s-au elaborat construcții mai perfecționate, constând din niște pereți așezați longitudinal pe firul apei, mergând în amonte de priză, sau a fost folosit un obstacol natural

din albie (ostrov), căruia i s-a dat rolul de pînten-dig de dirijare. Tot astfel se poate folosi un braț natural al râului, sau se construiește în albie un dig de dirijare, prevăzut, cu un stăvilar-regulator al debitului, situat fie la sfârșitul digului (începutul canalului, fig. 2.8, b), fie la începutul lui (fig. 2.8, c). În țara noastră s-a aplicat acest tip de priză în forme rudimentare (de exemplu, priza de la Vernești, pe râul Buzău fig. 2.9, a, b).

Pe râuri cu apă puțină, dimensiunile acestor pîteni sunt foarte mari, pentru a se mări lățimea captării. Albia de aducțiune formată între mal și pînten are o lățime variabilă, mărindu-se odată cu depărtarea pîtenului de mal. Lungimea pîtenului-dig trebuie să fie cu atât mai mare, cu cât este mai mare procentul debitului necesar a fi derivat din sursă în sistemul de irigație și poate ajunge pentru $\beta > 0,5$ la $L = 4B$ (B – lățimea albiei minore), în cazul albiilor largi și instabile.

Se pot obține îmbunătățiri ale centrului de priză cu pînten prin: amenajarea unor instalații de evacuare a aluviunilor în peretele longitudinal al pîtenului; amenajarea de jgheaburi de fund, praguri ș.a.

Problema referitoare la evidența apei și la crearea condițiilor de navigabilitate se rezolvă ca și la centrele de priză anterior descrise, prin instalații hidrotehnice amplasate în spatele stăvilarului.

Prof. D.I. Sokolov a propus două scheme de perfecționare a tipului de centru de priză cu pînten (fig. 2.10, a, b).

În schema preconizată în figura 2.10.a se folosește principiul formării naturale a curbei curențului; derivarea apei se face de la malul concav, obținut în aliniamentul râului prin construirea canalului curb.

În schema preconizată în figura 2.10.b se folosește pentru captarea aluviunilor o cameră circulară de

beton, în care intră apa dirijată de pîntenul frontal. Aluviunile depuse în această cameră de spălare se reîntorc în râu cu ajutorul unei conducte de fund. Printr-un deversor, apa luată din stratul de suprafață trece din camera circulară în canal.

Un exemplu de priză fără baraj cu canal curb este cea proiectată (I.P.A.) și executată pe râul Argeș, la punctul Clătești, în 1950 (fig. 2.11 și fig. 2.12), pentru derivarea unui debit de $5 \text{ m}^3/\text{s}$, necesar pentru alimentarea cu apă a orezării Chirnogi, de 1.009 ha, precum și a altor culturi tot de 1.000 ha, situate la o distanță de 8 km de priză.

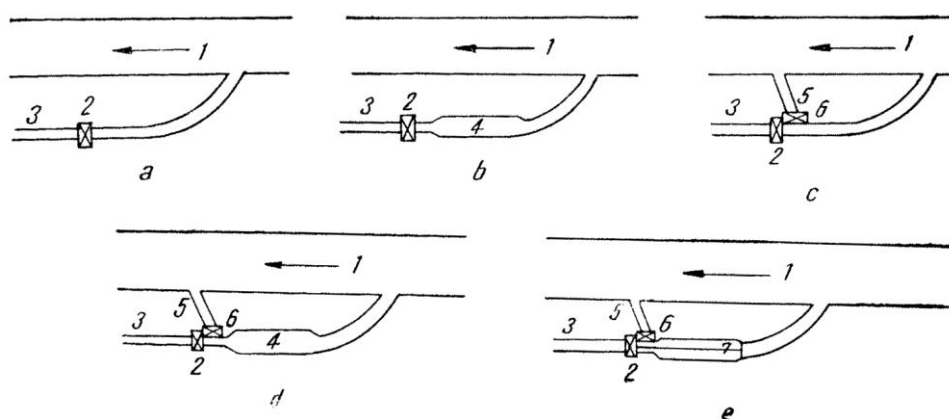


Fig. 2.6. Schema prizei de apă fără baraj cu stăvilar-regulator amplasat la o distanță mare de locul de priză: a – priză fără instalații suplimentare; b – priză cu decantor pe canalul magistral; c – priză cu canal de evacuare în fața instalației de reglare; d – priză cu decantor și canal de evacuare în fața instalației de reglare; e – priză cu decantor cu mai multe camere și cu instalație de evacuare lângă stăvilarul-regulator; 1 – râul; 2 – stăvilarul-regulator; 3 – canalul magistral; 4 – decantorul; 5 – canalul de evacuare; 6 – instalația de evacuare; 7 – camera decantorului.

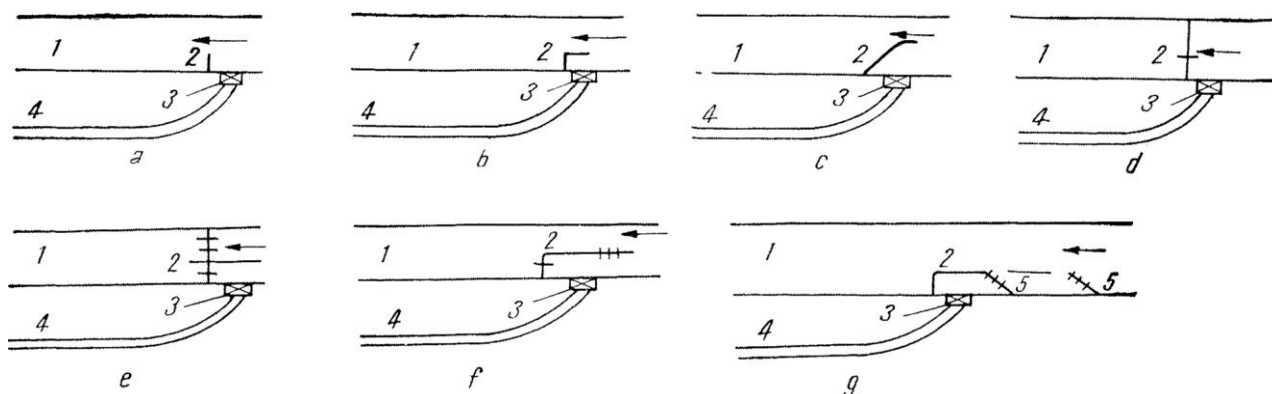


Fig. 2.7. Schema prizei de apă cu pînten: a – pînten primitiv; b – pînten ameliorat; c – pînten curb; d – pînten tip baraj; e – pînten tip baraj cu captarea apei cu buzunar; f – pînten cu orificii de evacuare a apei; g – pînten cu panouri de dirijare a curentului. 1 – râul; 2 – pînten; 3 – stăvilă-regulator frontal; 4 – canal de aducțiune; 5 – panou de dirijare a curentului

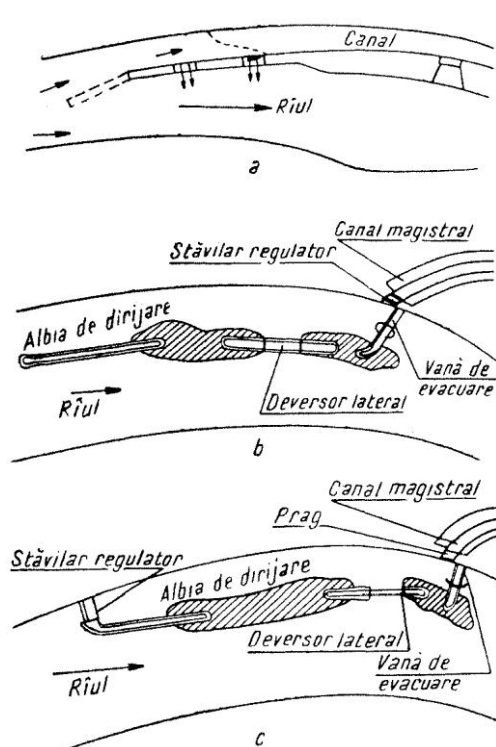


Fig. 2.8. Schema prizei cu dig-pînten pentru captarea apei: a – fără stăvilă-regulator; b – cu stăvilă-regulator la sfârșitul digului (începutul canalului); c – cu stăvilă-regulator la începutul digului.

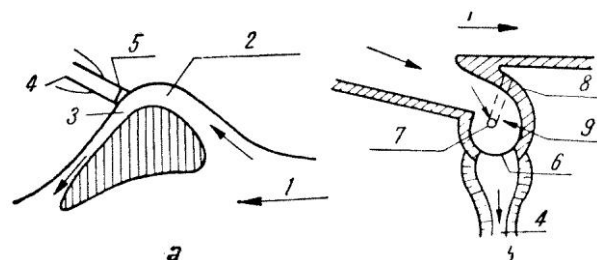


Fig. 2.10. Schema prizei de apă cu pînten: a – cu canal de aducțiune curb; b – cu cameră circulară; 1 – râu; 2 – canalul de aducțiune curb; 3 – cameră de priză; 4 – canal magistral; 5 – pragul stăvilă-regulator; 6 – deversor; 7 – vană de fund; 8 – evacuarea aluviunilor; 9 – camera circulară.

Camera de priză are fundul, pereții și taluzele betonate. Pentru a permite refacerea continuității malului neînundabil, priza se face printr-o vană de fund cu două deschideri reglate, cu ajutorul a două obloane metalice de 2,80 x 1,80 (v. fig. 2.12).

În ceea ce privește depunerea aluviunilor, produsă după schema din figura 2.13, s-a constatat că în camera de priză, în fața stăvilă-regulator, nu s-a produs nici o depunere; în schimb, în canalul de aducțiune, curenții formați înspre priză au depus intens spre peretele amonte.

Fig. 2.9. a, b. Priza Vernești – sistemul de irigații Buzău: a – derivația canalului Morilor 1 din râul Buzău 2 și pîntenul-leasă – realizat în albie 3; b – execuția canalului de captare (leasa – care constituie totodată malul stîng al canalului – se execută din materiale locale).



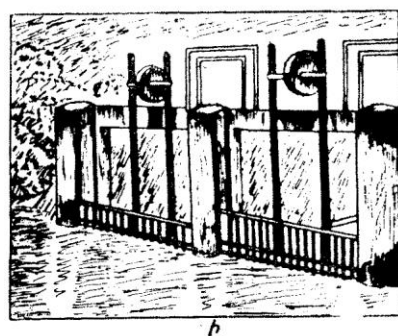
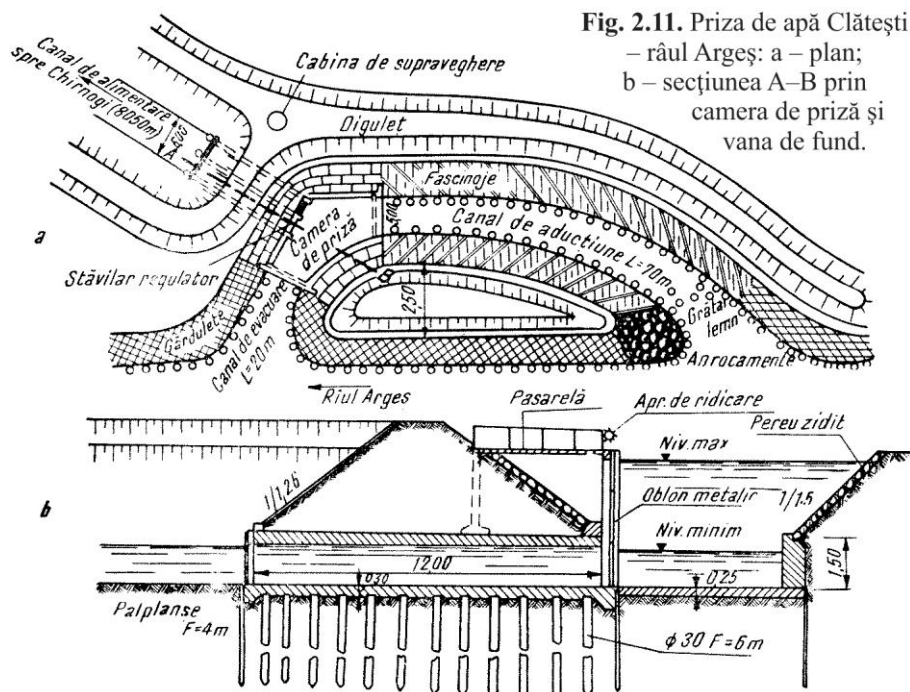
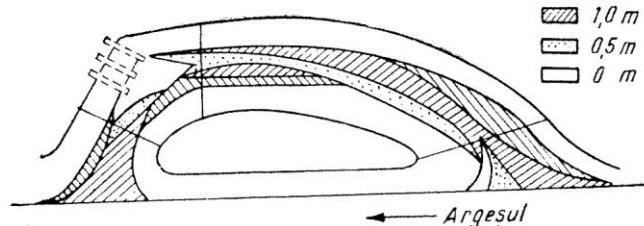


Fig. 2.13. Vedere schematică a prizei, cu indicarea depunerilor produse în prima fază de funcționare.



LEGENDA

- 1,5 m gros.
- 1,0 m "
- 0,5 m "
- 0 m "

Aceasta conduce la necesitatea unei ameliorări a acestui tip de priză, sau la luarea unor măsuri suplimentare de exploatare (panouri pentru dirijarea curenților, spălări etc.).

e. *Priza cu ridicare mecanică a apei.* În acest caz apa este scoasă cu ajutorul instalațiilor de ridicat - (cel mai frecvent pompe) - care o iau fie direct din sursă, fie din canale de aducțiune special construite (fig. 2.14).

Lupta împotriva aluviunilor se poate duce prin dispozitive de dirijare a curenților și prin decantoare cu curățire periodică, folosindu-se însăși pompele centrului de priză, care pot lua mărul subțiat pentru a-l evacua înapoi în sursă, precum și prin luarea apei din straturile de la suprafață. Pentru reducerea costului de exploatare, se poate lua din sursă, acolo unde există condiții de relief, un debit de apă mai mare decât cel planificat, pentru a se trimite surplusul pe un canal special cu panta mică (pentru a se obține o presiune mare), spre o hidrocentrală, care va furniza energia necesară centrului de priză (fig. 2.14.f).

În figura 2.15 se vede schema unei stații de pompare pentru ridicarea apei din sursă în canal.

f. *Priză tip indian fără baraj.* Acest tip de priză a fost creat prin perfecționarea vechii prize cu mai multe guri de captare și canal de evacuare, la care au fost adăugate instalații de regularizare (fig. 2.16).

g. *Priză de apă fără baraj, dar cu mai multe canale decantoare.* Acest sistem se adoptă atunci când malul râului nu este prea înalt. Apa din sursă este adusă la stăvilorul reglator și la cel de evacuare prin câteva canale (guri de captare), situate la o distanță de 0,5-1,5 km una de alta, având deci cota fundului la niveluri diferite. Se urmărește, prin folosirea mai multor canale, să se elimine dezavantajele pe care le-ar putea prezenta un singur canal, în care apa aflată sub același regim, ca și a râului, ar scădea în perioadele de secetă și s-ar urca brusc, în perioadele de viitură, aducând mari cantități de aluviuni.

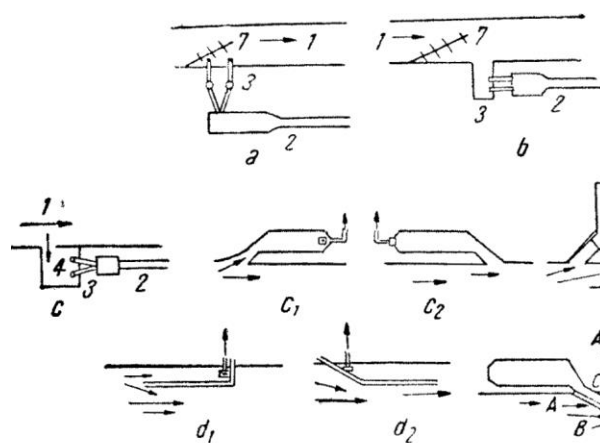


Fig. 2.14. Scheme de prize cu ridicare mecanică: a – priză ce ia apa prin ridicare mecanică direct din râu; b – priză ce ia apa prin ridicare mecanică din canalul de aducțiune; c – priză ce ia apa prin ridicare mecanică dintr-un bazin; c₁ – cu intrarea apei dinspre amonte; c₂ – cu intrarea apei dinspre aval; c₃ – cu dublă intrare; d – dintr-un bazin creat în râu printr-un pînten scurt dirijat spre amonte (d₁) sau spre aval (d₂); e – cu bazin și doi pînteni înclinați spre aval (primul submersibil și al doilea insubmersibil) pentru apărarea prizei de aluviuni și zai; f – priză ce ia apa prin ridicare mecanică, fiind acționată de energia centralei electrice cu care este combinată; 1 – râul; 2 – canal; 3 – instalație de ridicare mecanică; 4 – bazin de decantare; 5 – linie electrică; 6 – canal de evacuare; 7 – dispozitiv de dirijat curenții; 8 – centrala electrică.

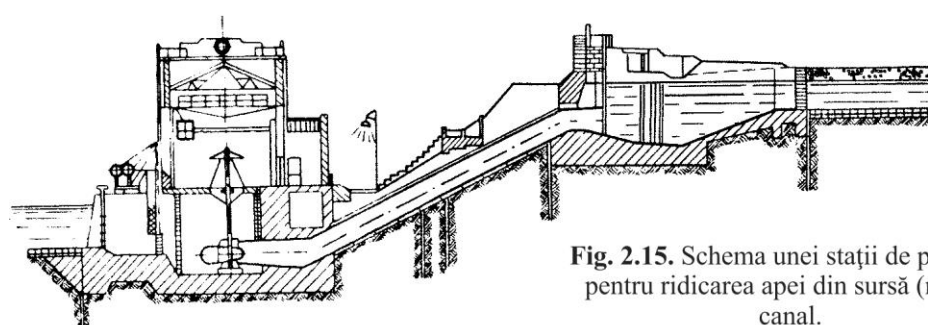


Fig. 2.15. Schema unei stații de pompare pentru ridicarea apei din sursă (râu) în canal.

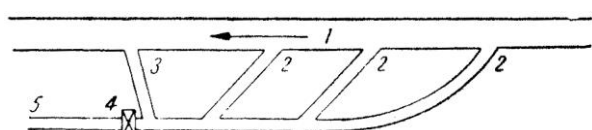


Fig. 2.16. Schema prizei de apă fără baraj, cu mai multe canale de captare, cu stăvilă-regulator și instalație de evacuare înaintea regulatorului (tip indian): 1 – râu; 2 – guri de captare; 3 – canal de evacuare; 4 – stăvilă-regulator; 5 – canal magistral.

Există trei scheme de centre de priză mai reprezentative cu asemenea canale-decantoare.

– *Schema I* sau „Schema tip Șaumean”, cu reglarea curentului de apă centralizată, constă din mai multe canale-decantoare care, fiecare independent, poate alimenta canalul magistral, prevăzut cu stăvilă-regulator frontal (fig. 2.17).

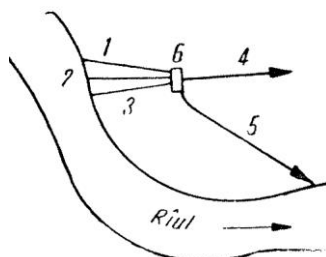


Fig. 2.17. Schema generală a centrului de priză cu mai multe guri de captare: 1, 2, 3 – canale de priză decantoare; 4 – canalul magistral; 5 – canalul de evacuare; 6 – stăvilă-regulator.

Stăvilă-regulator frontal (fig. 2.18.b) este compus din două părți etajate: partea superioară servește pentru admisia apei în canalul magistral, iar cea inferioară pentru evacuarea apei încărcată cu aluviuni, în canalul de evacuare.

Pentru spălarea aluviunilor dintr-un canal-decantor, se închide stăvilă-regulatorul superior și se deschide cel inferior în legătură cu canalul de evacuare (figura 2.18).

În acest timp, canalul magistral primește apa prin celelalte canale.

Centrul de priză tip Șaumean are multe calități, printre care: realizarea unei metode bune de luptă împotriva aluviunilor, prin spălarea hidraulică a canalelor-decantoare; dirijarea centralizată a curentului de apă.

Printre defectele acestei prize se citează: existența condițiilor favorabile pentru acoperirea canalelor-decantoare cu vegetație-stufăriș, în perioada când nu funcționează; greutatea de a spăla aluviunile în timpul apelor mari ale sursei; pericolul înămolirii vanei de spălare la debite mici; crearea de condiții favorabile dezvoltării țăntarilor.

– *Schema a II-a*, „centrul de priză cu sifon cu dirijarea curentului descentralizată”, este arătată în fig. 2.19 și 2.20.

Această priză este prevăzută cu un număr de perechi de stăvilare deschise, egal cu numărul de canale-decantoare.

Calitățile acestei scheme de priză sunt aceleași ca și la schema I, dar aici remuul provocat de nivelul ridicat al apei din râu are mai puțin importanță, deoarece stăvilă-regulatorul de evacuare funcționează deschis, deci fără presiune ca în primul caz.

Fig. 2.18. Stăvilă-regulator frontal: a – planul stăvilă-regulator frontal; 1, 2, 3 – canale de priză decantare; 4 – pereți despărțitori; 5 – stăvilă-regulator frontal; 6 – canal magistral; 7 – canal de evacuare; b – vedere din față a stăvilă-regulator și secțiunea transversală B–C–D: 1 – deschiderile superioare pentru admisia apei în canalul magistral; 2 – vanele de fund pentru spălare; 3 – conductă de fund pentru spălarea nămolului; 4 – canal de evacuare; c – secțiune longitudinală a stăvilă-regulator frontal; 1 – vanele deschiderilor superioare; 2 – vanele orificiilor de fund; 3 – conducta de fund pentru spălare; 4 – canalul magistral; 5 – pereții despărțitori.

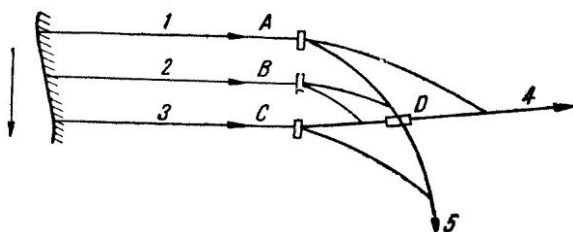
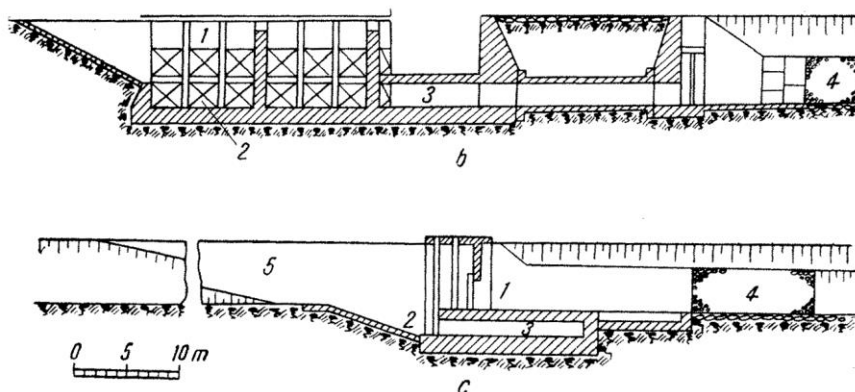
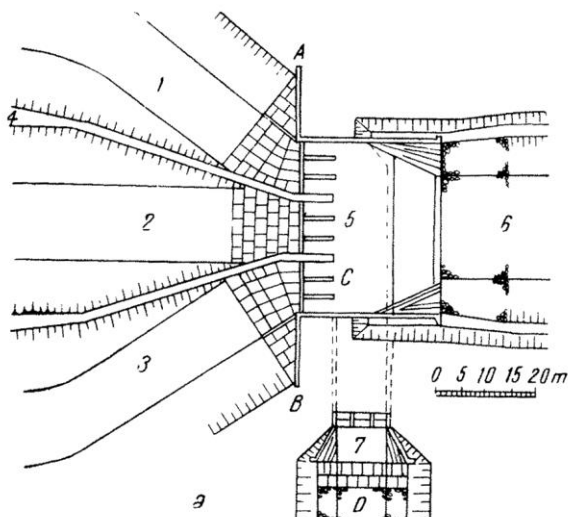


Fig. 2.19. Vedere generală a centrului de priză cu sifon: 1, 2, 3 – canale de priză-decantare; 4 – canal magistral; 5 – canal de evacuare; A, B, C – stăvilare frontale; D – sifon.

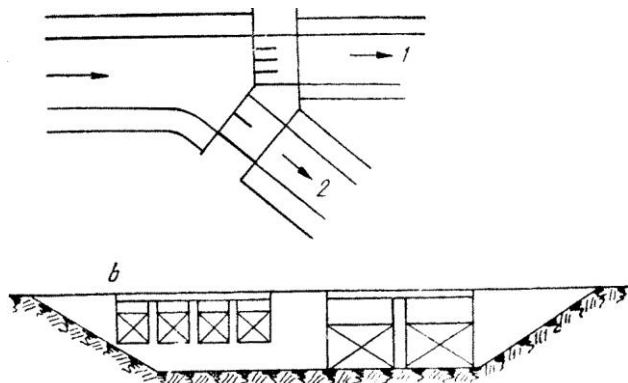


Fig. 2.20. Stăvilă frontal A și C: plan; b – vedere din față; 1 – spre canalul magistral; 2 – spre canalul de evacuare.

Defectele acestei scheme sunt și ele la fel ca și la prima și, în plus, dirijarea apei este mai complicată, cotele în cele trei puncte fiind diferite. În afară de aceasta, datorită pierderilor de presiune din sifon, cota de dominație a apei asupra cotelor terenurilor se reduce în dauna suprafeței irigabile. Pentru a evita înămolirea sifonului, acesta trebuie înzestrat cu mai multe orificii cu vane.

– *Schema a III-a*, „centru de priză cu apeduct cu dirijarea curentului descentralizat”, este redată în figurile 2.21 și 2.22.

În această schemă, centrul de stăvilare N este asemănător cu B și C din schema a II-a, centrele M și K sunt compuse din câte un stăvilă deschis în partea stângă a canalului, și câte o vană tubulară, de fund, pentru evacuare, în partea dreaptă a canalului, iar deasupra un apeduct, care transportă apa de la regulatoarele M și N în canalul magistral (vezi figura 2.22).

În țara noastră, problema centrelor de priză fără baraj a fost luată în studiu de către Institutul de proiectări de ameliorații (I.P.A.), în anul 1951, cu ocazia proiectării Sistemului de irigații din dreapta râului Olt (Stoenești–Caracal–Corabia, în suprafață de aproximativ 51.000 ha).

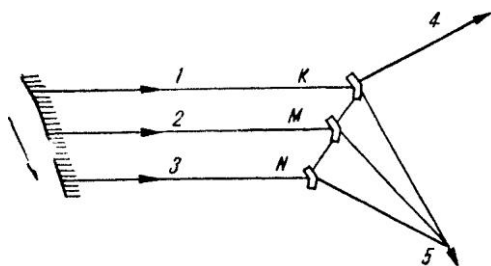


Fig. 2.21. Planul centrului de priză cu apeduct:
1, 2, 3 – canale de priză – decantoare; 4 – canal magistral;
5 – canal de evacuare; K, M, N – stăvilă frontal.

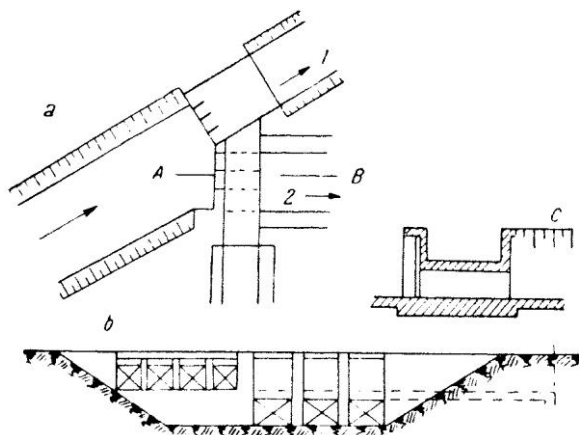


Fig. 2.22. Stăvilă frontal: a – plan; b – vedere din față;
c – secțiune A-B; 1 – spre canalul magistral; 2 – spre canalul
de evacuare.

Problema derivării apei ($Q = 25-30 \text{ m}^3/\text{s}$) necesare, din Olt, prezintă în acel loc serioase dificultăți.

Propunerile de prize (5 și 3 soluții) și trasee de canale se pot vedea din schița de ansamblu a suprafeței de ameliorat (fig. 2.23).

Din studiul tehnico-economic redat concentrat în tabelul 2.1 pot fi relevate prin comparație avantajele fiecărei variante.

Din tabel se constată că soluția a doua costă cel mai puțin, atât global cât și la hectar; în schimb, intro-

ducând cheltuielile de exploatare, reiese că soluția 3 este economică, oferind și posibilitatea electrificării, prin derivarea unui debit egal cu trei sferturi din cel luat din Olt, la o hidrocentrală de 2.000 kW (Fărcașele).

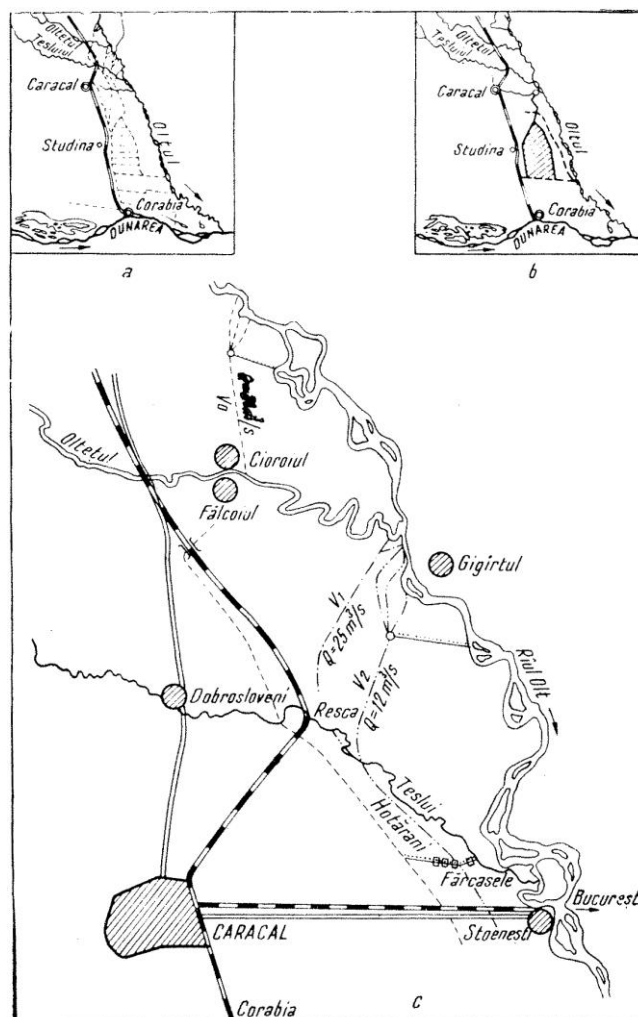


Fig. 2.23. Schița sistemului de irigații din dreapta râului Olt:
a – schema de ansamblu a soluțiilor de amenajare;
b – amenajări realizate până în 1964 ($S = 8.000 \text{ ha}$);
c – propuneri de priză.

Tabelul 2.1. Studiul tehnico-economic comparativ asupra propunerilor de priză pe râul Olt

Varianta	Amplasamentul punctului de priză	Soluția de priză	Cota apei	Suprafața irigabilă, în ha	Cost investiții, în milioane lei				Investiții amortizate pe 50 de ani la întreaga suprafață, în mil. lei	Cheltuieli de exploatare anuale, în mil. lei	Total investiții și exploatare pe an, în mil. lei	Total investiții și exploatare pe an raportat la 100 ha, în mil. lei
					Priza	Canal	Total	La 1.000 ha				
0	Pădurea Trenu	3 guri fără consolidări	98,5	50.000	3	28	31	0,62	0,62	0,7	1,03	0,0265
2	Aval de confluența cu Oltețul	3 guri fără consolidări	89	35.000	3	10	13	0,37	0,26	0,6	0,86	0,0245
3	Satul Fărcașele	Cu baraj	91	40.000	32	2,9	34,5	0,89	0,72	0,15	0,87	0,0215

Până în prezent s-a amenajat o priză provizorie prin pompare ($Q = 10,5 \text{ m}^3/\text{s}$) la Stoenеști.

În anul 1964 s-au irigat circa 6.000 ha în zona Stoenеști Vișina.

2.1.1.2. Prize cu regularizarea debitului și nivelului apei din sursă – prize cu baraj

Această priză prezintă o serie de probleme dificile de hidrotehnică și cere studii aprofundate, precum și mari investiții. Pentru sistemele mari de irigații, necesitatea barajului este reclamată mai mult de nevoia de debit decât de aceea de nivel. Unii autori sunt de părere că, în cele mai multe cazuri, dacă un râu are debitul necesar, există față de orice oscilații ale nivelului apelor sale un mijloc de a asigura priza dorită.

Construirea prizei cu baraj de derivație devine deci necesară când trebuie să se regleze scurgerea apei în sursă, să fie rezolvate probleme legate de ridicarea nivelului apei din sursă pentru energetică și navigație, de asemenea, când construirea barajului nu prezintă complicații prea mari și nu cere investiții prea importante și când trebuie să se capteze un debit mare din sursă ($\beta > 0,25$).

Se pot folosi trei categorii de baraje pentru aceste prize: baraje fixe, baraje mobile, baraje semi-mobile sau mixte.

– Amplasarea și schema generală a prizei cu baraj. În caz că nu există condiții speciale care să oblige o anumită amplasare a barajului centrului de priză, se poate opina între următoarele două cazuri: sau un baraj lung și cu înălțime mică, într-o secțiune unde valea râului este largă; sau un baraj cu lungime mică dar înălțime mare, într-o secțiune unde valea râului este strâmtă și adâncă. În general, pentru prizele sistemelor de irigații este mai frecvent folosită soluția I, dacă nu se pun și alte probleme.

Priza de apă cu baraj nu trebuie să aducă regimului cursului de apă modificări susceptibile a leza folosințele în amonte și aval. Pentru aceasta nu trebuie să se provoace o ridicare exagerată a nivelului de apă în amonte, nici să crească viteza de apă în aval, reclamând consolidări pentru a nu provoca eroziuni în albie.

În figura 2.24.a, se vede schema generală a unei prize cu baraj (A–B).

O parte din apa râului intră în canalul de aducțiune 2 prin intermediul stăvilarului regulator de priză 3. Apele în exces pot fi evacuate prin 3 căi: pe deasupra barajului A–B; printr-un canal deversor lateral 4; prin vana de spălare V a barajului.

Barajul de derivație se poate considera ca fiind o perfecționare, survenită în decursul timpului, a prizei cu pînten descrisă anterior. În figura 2.24, b se dă planul prizei cu baraj a canalului Culișer (râul Crișul Negru).

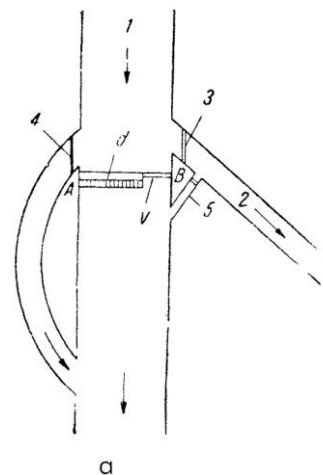


Fig. 2.24.a. Schema generală a unei prize cu baraj:
A–B – barajul; d – deversorul barajului; v – vana de descărcare a barajului; 1 – râul; 2 – canalul de aducțiune; 3 – stăvilarul-regulator de priză; 4 – deversorul lateral cu canal de derivație; 5 – canal de evacuare.

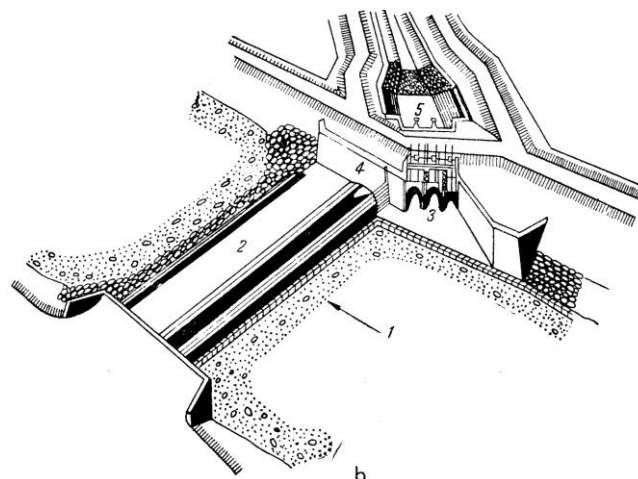


Fig. 2.24.b. Priza canalului Culișer pe Crișul Negru:
1 – albia râului Crișul Negru; 2 – barajul de priză din beton;
3 – vanele pentru devierea apei; 4 – vana de spălare;
5 – capul canalului Culișer.

a. Priza cu baraj deversor și stăvilar-regulator fără buzunar de spălare constă dintr-un baraj transversal așezat pe albia râului și este prevăzută cu instalații pentru reglarea debitului și nivelului. După importanța de reținere și a debitului de captare, barajul poate avea diferite forme, ca: deversor simplu sau prevăzut cu vane.

Lupta împotriva aluviunilor, foarte grea la acest tip de priză, poate fi intensificată prin instalarea de dispozitive pentru dirijarea curenților pe fund (fig. 2.25.a) și prin construirea de bazine de decantare care se pot spăla hidraulic, dacă acestea pot fi prevăzute cu canale de evacuare (fig. 2.25.b).

b. Priza cu baraj și buzunar de spălare constă dintr-un baraj așezat în albie (ca și în cazul 2.25), dar prevăzut cu un perete longitudinal, care creează un

buzunar în fața regulatorului frontal. Barajul este prevăzut cu vane de spălare și stăvilare (fig. 2.26).

La construirea acestui tip de priză trebuie să se caute a se folosi la maximum condițiile naturale ale terenului.

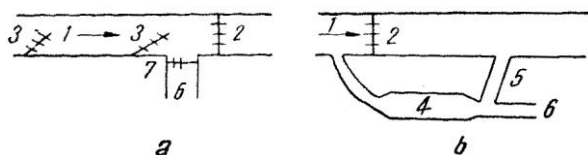


Fig. 2.25. Schema prizei de apă cu baraj cu regimul aluvionar ameliorat: a – cu dispozitive pentru dirijarea curenților; b – cu bazin decantor și instalație de evacuare; 1 – râul; 2 – barajul; 3 – dispozitive de dirijare; 4 – bazin decantor; 5 – canal de evacuare; 6 – canal magistral; 7 – stăvilare-regulator.

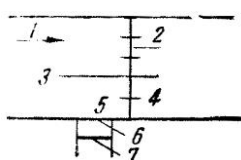


Fig. 2.26. Schema prizei cu baraj și cu buzunar de spălare: 1 – râul; 2 – barajul; 3 – perete despărțitor; 4 – vană de spălare; 5 – buzunarul; 6 – prag de fund; 7 – stăvilare-regulator.

Figura 2.27 arată o priză cu baraj cu buzunar de spălare-decantor, la care a fost folosit un ostrov din albia râului.

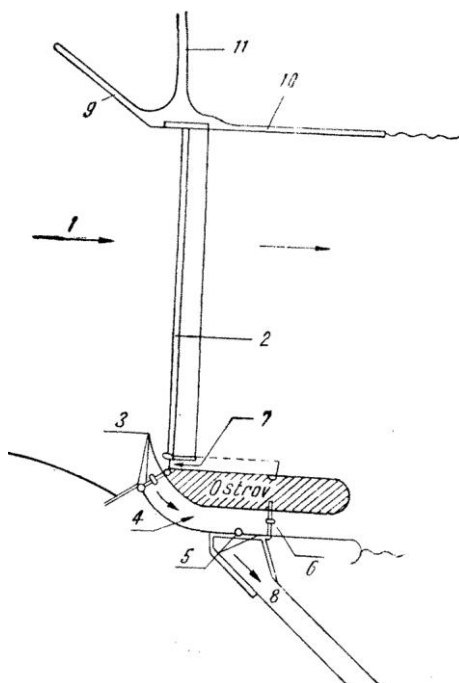


Fig. 2.27. Schema prizei cu baraj folosind condițiile naturale ale terenului – existența unui ostrov în albie: 1 – râul; 2 – baraj deversor; 3 – stăvilare-regulator; 4 – buzunar decantor; 5 – deversor; 6 – vană de spălare a buzunarului; 7 – vană de spălare a barajului; 8 – canal magistral; 9 – dig de dirijarea curentului; 10 – digul de dirijarea curentului în bieful inferior; 11 – dig din beton armat.

c. *Priza cu baraj și cu captarea stratului superior al curentului.* Aceasta se realizează prin introducerea în albia râului a unei polițe orizontale (cu pereți și jgheaburi de dirijare a curenților), la nivelul pragului regulatorului, care separă curentul de apă în două straturi. Stratul superior, lipsit de aluviuni mari, este dirijat în canalul magistral, iar stratul inferior, încărcat cu aluviuni de fund, este condus în bieful inferior al râului (fig. 2.28).

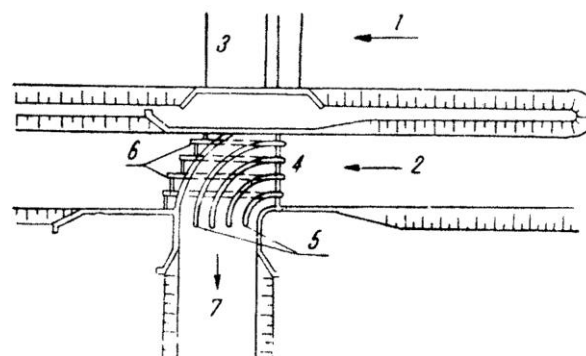


Fig. 2.28. Schema prizei cu captarea stratului superior al curentului de apă: 1 – râul; 2 – buzunarul; 3 – barajul; 4 – stăvilare-regulator; 5 – pereți de dirijare; 6 – galerii de fund pentru evacuare; 7 – canalul magistral.

d. *Priza cu baraj și cu bazin de decantare constă, în afară de baraj și de regulator frontal așezat în punctul de priză, și dintr-un bazin decantor, construit pe canalul magistral, imediat în spatele regulatorului frontal.*

Regimul canalului magistral fiind regularizat prin stăvilare-regulator frontal, regimul aluviunilor din el este mult mai ușor dirijat. Construirea bazinului-decantor se poate realiza după una din schemele din figura 2.29.

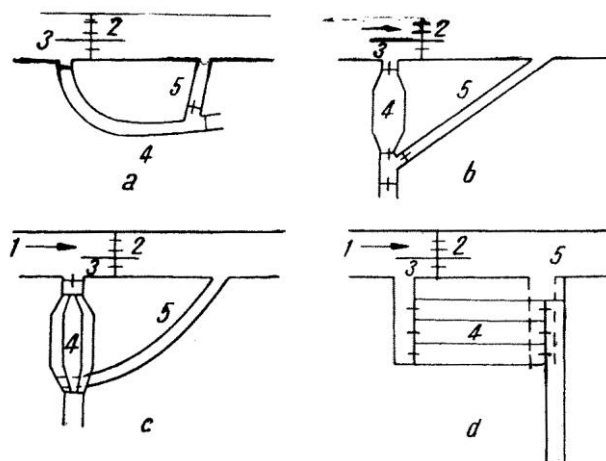


Fig. 2.29. Schema prizei cu baraj și decantor: a – cu evacuare la partea frontală a canalului magistral; b – cu decantor cu o cameră pentru spălarea hidraulică; c – cu decantor cu mai multe camere pentru spălarea hidraulică; d – cu decantor cu mai multe camere și cu spălare hidraulică direct în bieful inferior; 1 – râul; 2 – barajul; 3 – buzunarul; 4 – decantorul; 5 – canalul de evacuare.

e. *Priza cu baraj tip Șaumean*. Profesorul Șaumean consideră că principiul care a stat la baza construirii centrelor de priză – „principiul adaptării instalațiilor la regimul natural al râului”, duce la complicarea exagerată a construcțiilor și instalațiilor, la un volum mare al acestora și la mari cheltuieli de construcție și exploatare; în plus nu rezolvă problema luptei împotriva aluviunilor. Din această cauză, el propune ca la rezolvarea problemei prizei să se meargă pe drumul regularizării artificiale a regimului sursei și să se aleagă tipul cel mai convenabil de centru de priză.

Profesorul Șaumean propune un tip de centru de priză indicat de schemele din figura 2.30.

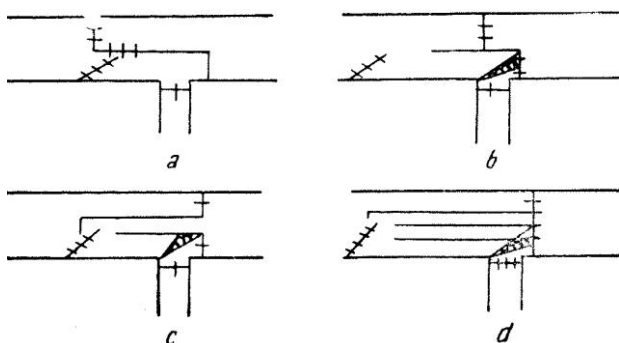


Fig. 2.30. Schema prizei cu baraj și instalații de îndepărtare a aluviunilor.

Schema din figura 2.30.a permite îndepărtarea aluviunilor din buzunar și evacuarea lor în bieful inferior cu ajutorul unor vane laterale de spălare. Acestea captează curenții de fund și odată cu ei și aluviunile mari de pe toată lățimea buzunarului. Pentru dirijarea curenților se instalează în buzunar, în caz de debite mici, panouri de dirijare. În restul figurilor 2.30 b, c, d, dirijarea curenților și spălarea aluviunilor se fac cu ajutorul unor jgheaburi de fund.

f. *Priza cu baraj cu captare bilaterală* se adoptă în cazul necesității de a se capta apa pe ambele maluri; pentru aceasta se creează o dublă curbura a curenților în râu, prin lucrări de regularizare (figura 2.31).

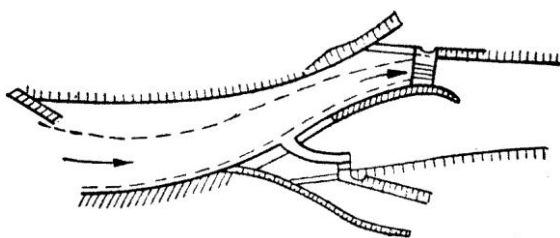


Fig. 2.31. Schema prizei cu nivel liber cu baraj cu captare bilaterală.

În scopul evitării dificultății de deviere se recomandă să se concentreze captarea pe un singur mal (unde debitul este mai mare), iar debitul necesar pe malul opus se poate trimite prin galerii practicate în radierul barajului.

În cazul când debitele necesare pe ambele maluri sunt aproximativ egale sau, în alte condiții speciale, când se impune totuși derivarea pe ambele maluri, se poate adopta și o soluție de tipul celui din figura 2.32 cu albie rectilinie regularizată.

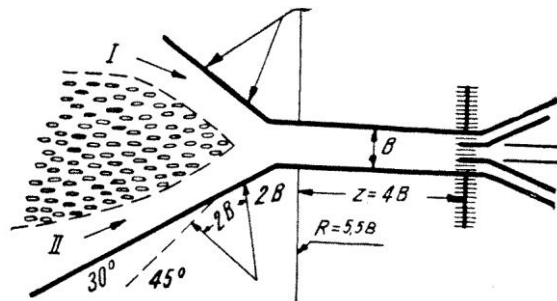


Fig. 2.32. Schema prizei cu captare bilaterală cu albie rectilinie.

2.1.2. INDICI TEHNICO-ECONOMICI AI CENTRELOR DE PRIZĂ

Centrul de priză nu trebuie privit ca o instalație cu funcționare independentă; el formează o parte componentă a întregului sistem de irigație și urmările funcționării sale neregulate se răsfrâng asupra întregului sistem.

Anterior, din descrierea propunerilor pentru tipul de priză preconizat pe râul Olt s-a putut vedea marea importanță a indicilor tehnico-economici pentru alegerea soluției. Acești indici se raportează la costul unui metru cub de apă luat din sursă și se referă la: partea ce revine la 1 m³ de apă util captată K_1 , rezultat de pe urma cheltuielilor P făcute cu lucrările de construcție a prizei și a amenajărilor legate de acestea:

$$K_1 = \frac{P}{WT} \quad (2.1)$$

în care:

T este durata medie a funcționării centrului de priză, în ani;

W = volumul apei util furnizată în timpul unui an, în m³.

Partea ce revine la 1 m³ de apă util captată K_2 din costul ΔP , lucrărilor de refacere și regularizare anuală:

$$K_2 = \frac{\Delta P}{W} \quad (2.2)$$

Partea ce revine la 1 m³ de apă util captată K_3 din cheltuielile anuale făcute cu curățirea aluviunilor a canalelor și decantoarelor din întregul sistem:

$$K_3 = \frac{W_{\text{curățit}} \cdot T_{\text{curățit}}}{W} \quad (2.3)$$

în care:

$W_{\text{curățit}}$ este volumul aluviunilor scoase din ca-

nale în decursul unui an, în m³;

$T_{curățit}$ – costul curățirii unui metru cub de aluviuni, în lei.

Partea ce revine la 1 m³ de apă util captată K_u din cheltuielile E de exploatare, reparații curente, măsuri organizatorice etc.:

$$K_u = \frac{E}{W} \quad (2.4)$$

în care:

E este costul exploatare și reparațiilor curente în decursul unui an, în lei.

Costul total al unui metru cub de apă util captată K este:

$$K = \frac{1}{W} \left(\frac{P}{T} + \Delta P + W_{curățit} \cdot T_{curățit} + E \right) \quad (2.5)$$

În cazul unei funcționări necorespunzătoare a prizei, în loc să se obțină producția programată Y (100%), se va obține o producție mai mică Y_{obt} ; în acest caz, producția redusă Y_{red} din cauza prizei va fi:

$$Y_{red} = Y - Y_{obt} \quad (2.6)$$

Daunele respective K_n de pe suprafața irigabilă Ω raportate la 1 m³ de apă util furnizată din centrul de priză, față de prețul de cost al unității de greutate a produselor T_n , se stabilește prin relația:

$$K_n = (Y - Y_{obt}) \frac{\Omega T_n}{W} = \frac{Y_{red} T_n \Omega}{W} \quad (2.7)$$

Cheltuielile pentru refacerea terenurilor degradate în urma unui regim de apă neregularizat, raportat la 1 m³ de apă util furnizat K_{ref} , se determină prin relația:

$$K_{ref} = \frac{N\omega}{tW} \quad (2.8)$$

în care:

N este costul lucrărilor pentru refacerea terenurilor degradate, la hectar, în urma trecerii unui debit neregularizat din sursă, în lei;

Ω = suprafața terenurilor degradate, în ha;

t = timpul în care a avut loc degradarea terenurilor cu o suprafață de Ω ha, în ani;

W = volumul util de apă furnizat din sursă în timp de un an.

Din cele de mai sus se poate deduce costul total al unui metru cub de apă util furnizată de centrul de priză K_{tot} , dacă se ține seama de cheltuielile tehnice și de exploatare:

$$K_{tot} = \frac{1}{W} \left(\frac{P}{T} + \Delta P + W_{curățit} \cdot T_{curățit} + E + Y_{red} T_n \Omega + \frac{N\omega}{t} \right) \quad (2.9)$$

ceea ce dă indicii tehnico-economici ai centrului de priză.

Dacă la alegerea locului și schemei centrului de priză nu există condiții care impun un anumit tip, se va da preferință aceluia la care K_{tot} are valoarea cea mai mică, ca fiind cel mai economic și indicat din punct de vedere tehnic și al exploatare. (Problemele se pun așezător și pentru centrele de evacuare ale sistemului de desecare; deci nu se vor mai trata separat).

2.1.3. INSTALAȚII ȘI MĂSURI DE LUPTĂ ÎMPOTRIVA ALUVIUNILOR ÎN CENTRUL DE PRIZĂ

Derivarea curentului de apă și lupta împotriva aluviunilor constituie una dintre cele mai grele probleme de rezolvat la construirea prizelor.

Prima lucrare elaborată în această problemă datează din secolul al XV-lea (Leonardo da Vinci: *Del neste emissure della aqua*), cu ocazia amenajării irigațiilor din Milano a canalizării Ticino și a canalului Martezana.

Volumul mare de muncă necesar pentru curățenia canalelor și instalațiilor, piedicile create de aluviuni în calea acțiunii de regularizare a alimentării cu apă reprezintă motive care determină o luptă neobosită pentru rezolvarea problemei aluviunilor.

Literatura de specialitate rusă arată că pe sistemele de irigație din fosta U.R.S.S., volumul specific de curățire varia în jurul a 14 m³/ha, în anul 1938, reparându-se: 38% pe C.M., 42% pe C.D.D.G., 15% pe C.P.I. și 5% pe CE.

Lupta împotriva pătrunderii aluviunilor în sistemul de irigație se duce printr-o serie de măsuri, care pot fi clasificate în: măsuri preventive, măsuri curative și măsuri generale.

2.1.3.1. Măsuri preventive

– Constau în *amplasarea prizei în zona concavă a curbei râului*, unde curentul transversal combinat cu cel longitudinal dau naștere unei mișcări spirale, care ferește malul concav de depuneri (fig. 2.33).

Punctul de priză favorabil este situat în aval de punctul de curbură maximă, în al treilea sfert al unghiului la centru al cotelui râului, figura 2.34; se vor avea în vedere curbe cu $R = (5-8) B$ și se poate aproxima prin relația:

$$L = K\beta \sqrt{\frac{4R}{B} + 1} \quad (2.10)$$

în care:

K este un coeficient aproximativ egal cu unitatea, stabilit în funcție de condițiile locale.

Dacă se găsește pe malul concav un obstacol natural O , priza se va amplasa amonte de acesta (fig. 2.34).

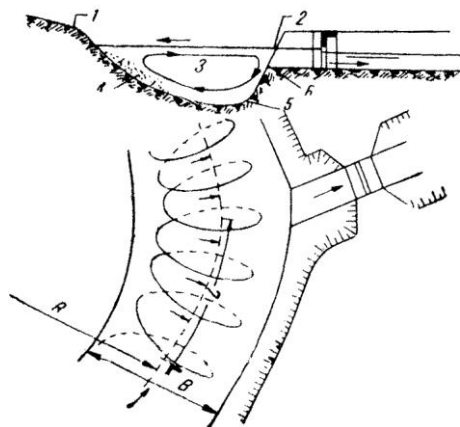


Fig. 2.33. Schema curenților spirali în fața unei prize situate în curbă: 1 – mal convex; 2 – mal concav; 3 – curenți spirali; 4 – depuneri; 5 – eroziuni; 6 – prag.

– Când priza nu poate fi amplasată în curba râului, *unghiul de derivație* față de sensul aval al râului va trebui să fie cuprins între 45 și 60°.

Fundul canalului de derivație trebuie să fie mai înalt decât fundul râului, pentru a forma un prag care să împiedice o parte din aluviunile de fund de a pătrunde în priză.

La priza Donzere-Mondragon pe Ron, pragul a fost prevăzut și cu consolă (fig. 2.35).

Se mai pot folosi de asemenea și praguri de captare în trepte.

– Așezarea în râu, în amonte de priză, pe o lățime a râului egală cu lățimea de captare b_c a unor *panouri plutitoare*, care vor avea ca efect o stratificare artificială a curenților din râu (fig. 2.36), în scopul dirijării celor de suprafață spre priză.

Adâncimea de scufundare h este de 0,4-0,5, din adâncimea râului H . Unghiul dintre axul sistemului plutitor și axul longitudinal al râului $\beta \approx 18^\circ$, iar $\gamma = 2\beta$.

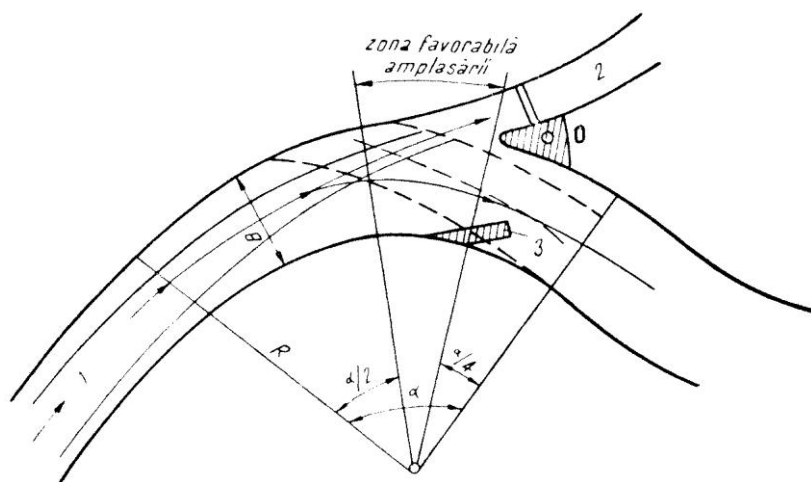


Fig. 2.34. Schița amplasării prizei într-o concavitate a curentului de apă: 1 – râul; 2 – canalul de aducțiune; 3 – epiu; o – obstacol; → curenți de suprafață; - - - curenți de fund.

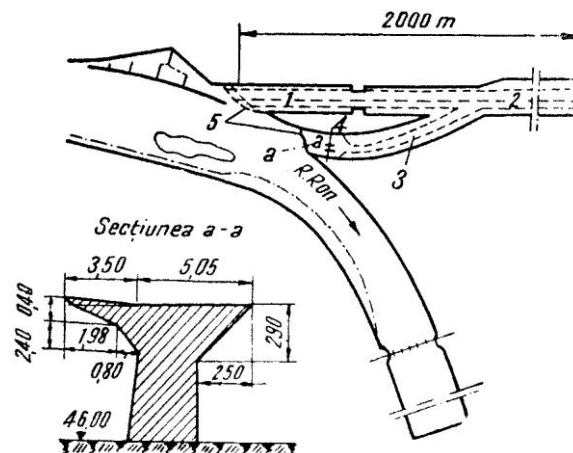


Fig. 2.35. Exemplu de consolă la pragul de captare: 1 – canal de navigație; 2 – canal de aducțiune; 3 – canalul uzinei; 4 – stăvilă-regulator; 5 – praguri.

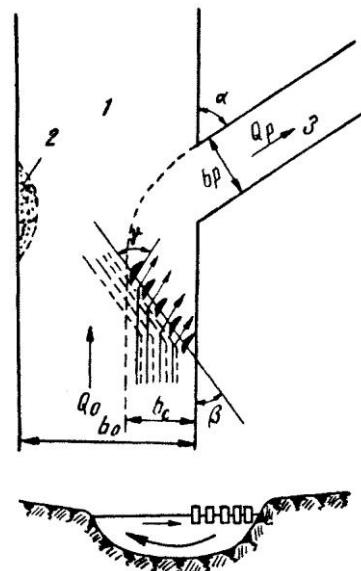


Fig. 2.36. Stratificarea curenților în râu, obținută prin panouri de suprafață: 1 – râu; 2 – banc de depuneri; 3 – canal de priză.

Numărul panourilor n se află prin relația:

$$n = \frac{b_c}{0,8H} (5 - 11) \quad (2.12)$$

în care $b_c = 1,17 \frac{Q_p}{Q_o} b_o + 0,41 b_p$

În loc de panouri de suprafață se pot folosi și panouri de fund sau praguri de fund, cu diferite înclinări. Acestea se construiesc însă mai greu, se înămolesc repede, iar în timpul nivelului scăzut al apei din sursă pot duce la o alimentare insuficientă cu apă a prizei.

Perfecționarea acestei metode a dus la construirea unor polițe orizontale, așezate

la înălțimea pragului stăvilarului regulator, prevăzut cu deschideri pentru spălare.

2.1.3.2. Măsurile curative

Aceste măsuri constau din:

– Adâncirea treptată a canalului de derivație până la stăvilarul-regulator, pentru a se forma în fața celui de-al doilea prag un mic *decantor* (fig. 2.37 și 2.38).

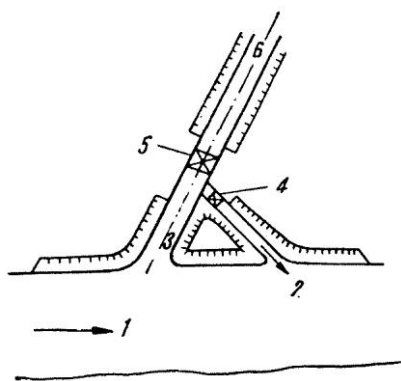


Fig. 2.37. Sistemul de priză cu cameră de priză și canal de evacuare (plan): 1 – râul; 2 – canal de evacuare; 3 – camera de priză; 4 – stăvilar de evacuare; 5 – stăvilar-regulator; 6 – canal de aducțiune.

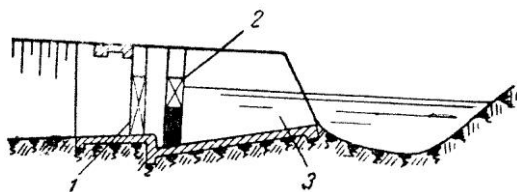


Fig. 2.38. Secțiune longitudinală prin camera de priză și stăvilarul-regulator: 1 – stăvilar-regulator (închis); 2 – stăvilar de evacuare (deschis); 3 – cameră de priză.

În figura 2.39 se văd în secțiune longitudinală elementele componente ale unei guri de captare, la o priză cu baraj, în general.

– Introducerea de *bazine-decantoare*, care prin reducerea vitezei apei obligă aceasta de a depune o

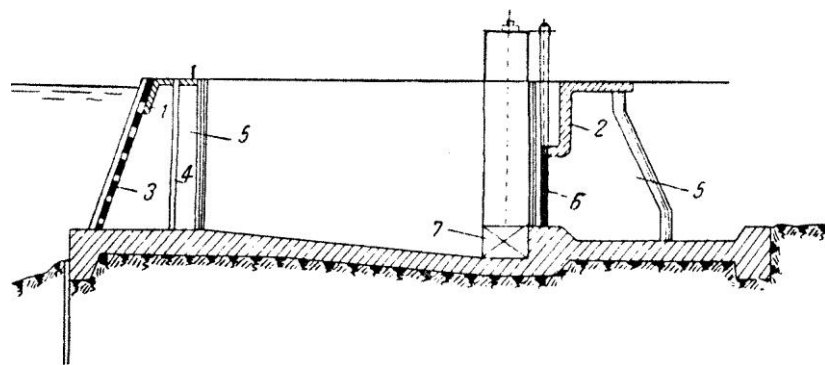


Fig. 2.39. Secțiune longitudinală prin gura de captare a prizei cu baraj: 1 – timpan la gura de captare a prizei de apă; 2 – timpan la stăvilarul-regulator al prizei de apă; 3 – grătar; 4 – nișă pentru batardou; 5 – pilă; 6 – oblon; 7 – vană de spălare.

parte din materialul solid aflat în suspensie.

– *Separatorul de măr* (fig. 5.40) se realizează prin construirea unui canal 3 secundar, pornind de la un punct din zona amonte a intrării canalului de priză, unde au fost constatați curenții cei mai încărcăți de aluviuni. Soluția impune obținerea unei curbări a zonei amonte de intrare a canalului de priză, construcția unui perete despărțitor și trecerea prin sifoane a separatorului pe sub canalul de priză propriu-zis.

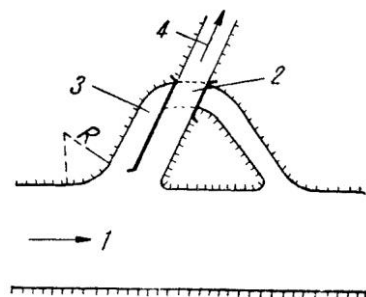


Fig. 2.40. Sistem de priză cu separator de măr: 1 – râul; 2 – sifon; 3 – canal separator de măr; 4 – canal de aducțiune.

– Trimiterea unui *curent de apă sub presiune*, pentru derivarea curenților de fund din gura de captare, în cazul unor condiții naturale și tehnice favorabile (soluția prof. Escande).

2.1.3.3. Măsurile generale de combatere a aluviunilor

Constau din:

- consolidarea sectoarelor erodate din bazinul superior al râului;
- evitarea intrării unui surplus de apă în canalul magistral, care ar duce cu sine și mărirea cantității de aluviuni ce se depune;
- schimbarea timpului de captare a apei din sursă, evitându-se captarea în timpul turbidității maxime a sursei.

2.1.4. PROBLEME DE EXPLOATARE A PRIZELOR DE APĂ

Problemele generale ce se pun în exploatarea prizelor de apă cu nivel liber sunt: urmărirea modificării biefurilor amonte și aval, în special după viituri, prin măsurători de nivel, viteze, profile transversale ș.a.; asigurarea funcționării continue a captării prin curățirea grătarelor și spălarea depozitelor de aluviuni din fața prizei, avancamă și decantor; asigurarea evacuării viiturilor prin manevrarea stăvilarelor; asigurarea funcționării prizei în regim de iarnă (la apa-

riția și tranzitul diferitelor forme de gheață), în cazul sistemelor de irigații cu folosințe complexe, ce reclamă apă în tot cursul anului (alimentări cu apă, hidroenergetică etc.); asigurarea întreținerii curente în stare de funcționare a mecanismelor; asigurarea condițiilor de intervenții rapide, în caz de avarii (stocul minim de unelte și materiale și organizarea echipelor pentru avarii), asigurarea efectuării imediate a micilor reparații (etanșări, pereu, grătare etc.) ș.a.

Manevrele curente se realizează atunci când debitele afluențe pe râu Q_r depășesc pe cele necesare în priză Q_p .

Debitele excedentare $Q_e = Q_r - Q_p$ trebuie să se folosească pentru spălarea aluviunilor din fața prizei sau din camera prizei.

În timpul iernii, din cauza diverselor forme de gheață apar dificultăți suplimentare, ca: înghețarea grătarelor de pe traseele de captare până la obturarea lor completă; înghețarea părților metalice ale mecanismelor și blocarea lor; blocarea prizelor cu sloiuri sau zai; avaria stavilelor, a grătarelor ș.a.; creșterea inundaibilității, prin formarea de zăpoare în biefurile retenției etc.

Regimurile de iarnă la priza cu nivel liber sunt: formarea unui pod de gheață și apariția zaiului în bieful amonte.

Podul de gheață elimină formarea zaiului în amonte prizei, însă poate totuși să apară din cursul superior sau afluenți.

Podul de gheață este preferat, sub el scurgerea apei fiind neîntreruptă; se realizează la viteze V_0 , și temperaturi t° , de $V_0 = 0,1-0,4$ m/s, pentru $t^\circ < -10^\circ$, și $V_0 = 0,4-0,7$ m/s, pentru $t^\circ < -20^\circ$.

La viteza $V_0 > 1$ m/s, formarea podului de gheață nu are loc.

În scopul asigurării formării podului de gheață, ca măsură contra zaiului, se impune reducerea vitezei, prin oprirea captării pe timp limitat.

Din cele arătate se pot trage următoarele concluzii:

- Exploatarea centrelor de priză reprezintă un ansamblu de măsuri care fac parte integrantă din exploatarea sistemului hidroameliorativ.

- Exploatarea se asigură printr-un personal propriu și calificat.

- Proiectul de execuție trebuie să cuprindă obligatoriu și instrucțiunile complete de exploatare ale centrului de priză în general, ca și ale fiecărei instalații în parte (condițiile de exploatare au stat de altfel la baza ipotezelor de calcul).

- Indicațiile din acest subcapitol sunt valabile cu adaptările respective și pentru centrele de evacuare ale sistemelor de desecare, ca și pentru cele cu funcție reversibilă și mixtă.

2.2. IRIGAȚIA PRIN CAPTAREA APEI PE CALE GRAVITAȚIONALĂ ȘI RIDICARE MECANICĂ

Din sursă, apa poate fi luată pe cale gravitațională, adică prin scurgere liberă, dacă nivelul apei din aceasta este superior nivelului terenurilor irigabile, sau va trebui ridicată pe oale mecanică, adică prin pompare sau alte mijloace, dacă nivelul apei este mult inferior celui al terenurilor.

În cazul însă când diferența de cotă este relativ mică, așa că există latitudinea de a hotărî între obținerea apei prin scurgere liberă sau prin ridicare mecanică, se înțelege că elementul economic – prețul de cost și de exploatare – va fi acela care va determina alegerea.

2.2.1. STUDIUL TEHNICO-ECONOMIC AL IRIGAȚIEI GRAVITAȚIONALE

Din punct de vedere tehnic, priza trebuie să fie situată într-o porțiune a cursului de apă cu albia și malurile stabile, iar instalațiile ei trebuie să asigure condiții favorabile de intrare a apei din sursă în canal, precum și ducerea cu succes a luptei împotriva aluviunilor.

În problema alegerii punctului de priză, o distanță de câțiva kilometri pe râu, în amonte sau în aval, poate avea mari repercusiuni asupra posibilității de irigare pe cale gravitațională a mii de hectare de teren (fig. 2.41).

De exemplu, în cazul irigării Bărăganului cu apă adusă printr-un canal magistral din râul Siret, s-a constatat că numai un număr limitat de puncte ale râului ar corespunde condițiilor de stabilire a prizei și că mărirea suprafeței care s-ar putea iriga din Bărăgan variază de la un punct la celălalt în limite foarte largi (fig. 2.41).

După cum s-a văzut, derivarea apei din râu se poate face cu sau fără baraj. La compararea celor două variante au importanță și valorile coeficienților de captare α și α_1 definiți de relațiile:

$$\alpha = \frac{Q_p}{Q_{med}}; \quad \alpha_1 = \frac{Q_p}{Q_{cr}} \quad (2.13)$$

în care:

α și α_1 reflectă disponibilitățile de apă în cursul anului, respectiv posibilitățile de spălare a debitului solid de fund;

Q_p – debitul de calcul al prizei;

Q_{med} – debitul mediu al râului;

Q_{cr} – debitul critic de antrenare.

În condițiile studiului comparativ al aducțiunii trebuie analizat și raportul nivelurilor:

$$\beta = \frac{N_p}{N_{\min}} \quad (2.14)$$

în care:

N_p este nivelul suprafeței libere a apei la debitul Q_p (în regim natural);

N_{\min} – nivelul corespunzător debitului minim de calcul (Q_{\min}).

Acest raport β , în măsura în care este stabil în timp, indică posibilitatea adoptării unei prize fără baraj, pentru care ($\beta > 1$ este o condiție necesară (dar nu suficientă)).

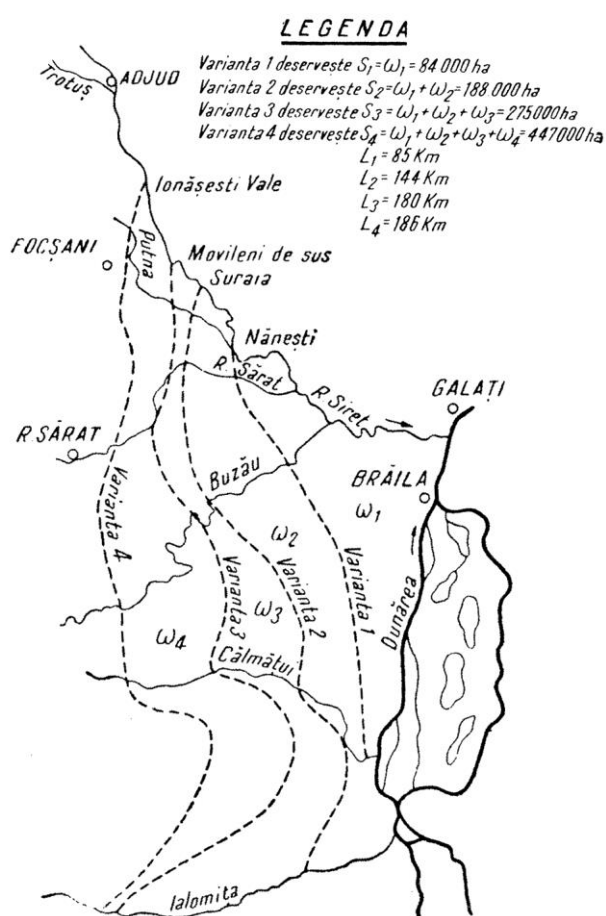


Fig. 2.41. Variația suprafeței irigabile din Bărgan în funcție de punctul de priză.

Se ține cont de faptul că, la o priză fără baraj, coeficientul de captare a este mai mic de 0,25-0,30, dar că un baraj de derivare și ridicare a apei, deși legat de cheltuieli mari de investiții, prezintă din punct de vedere tehnic și economic o serie de avantaje: reduce lungimea părții inactive a canalului magistral, respectiv volumul lucrărilor de terasamente și instalații; favorizează condițiile de luptă cu aluviunile; permite derivarea chiar și a întregului debit de apă al râului ș.a.

Aceleași considerente trebuie să se aibă în vedere și atunci când priza se face printr-o stație de pompare.

În cazul irigației gravitaționale, mărimea suprafeței irigabile depinde de cota de dominație a nivelului apei din canalul magistral asupra cotei terenurilor.

Nivelul apei la sfârșitul părții inactive trebuie să fie cu circa 0,75-1 m mai înalt decât cota terenului irigabil, situat în imediata apropiere a acestuia, considerând că restul suprafeței are cote mai joase. Acest nivel de dominație se poate stabili cu aproximație spre orientare, ca în figura 2.42.

Cunoscând suprafața Ω dominată de fiecare variantă, mărimea debitului total $Q_T = q_s \cdot \Omega \mu$, lungimea canalului L și viteza apei, se determină secțiunea și volumul instalației de priză, precum și a părții inactive a canalului magistral, împreună cu toate lucrările anexe: banchete, căptușeli, poduri, apeducte, sifoane etc.

Aceasta se face pentru determinarea mărimii cheltuielilor de investiții ale instalației de priză și ale părții inactive a C.M. În ceea ce privește costul părții active a C.M. și al rețelei de irigație, acestea ar putea fi lăsate necalculate, considerându-le proporționale cu suprafața irigabilă pentru fiecare variantă în parte.

La cheltuielile de investiție C_{inv} se vor adăuga cheltuielile anuale de exploatare C_e , de întreținere C_i și de amortizare C_a , astfel încât cheltuielile totale C_t cu sistemul de irigație gravitațională ce funcționează n ani vor fi:

$$C_t = C_{inv} + \sum_{i=1}^n (C_e + C_i + C_a)$$

O dată stabilită mărimea suprafeței de irigat gravitațional, desigur că terenurile situate la cotă mai ridicată vor fi irigate prin ridicare mecanică.

A doua problemă pe care o prezintă sistemul de irigație gravitațională constă în examinarea diferitelor variante, care se termină în același punct B, figura 2.43.

În acest caz se evidențiază trei soluții:

– S_I , construirea unui canal de aducțiune cu lungime și pantă mare L și I , cu priză fără baraj A, într-un sector de râu cu pantă mare i ; $i > I$.

– S_{II} , construirea unui canal cu lungime mai mică $L_1 < L$ și cu priză cu baraj A_1 , care supraînalță nivelul apei cu h_1 .

– S_{III} , construirea unei prize cu ridicare mecanică C.

Comparându-se cele trei soluții în ideea aducerii apei în punctul B de cotă maximă, rezultă costul amenajărilor.

Diferența de cotă h între cele două puncte B și C pentru S_I este $h = L(i - I)$; astfel, lungimea părții inactive a C.M. este:

$$L = \frac{h}{i - I} \quad (2.15)$$

Diferența dintre cotele apei în punctele B și C pentru soluția II va fi:

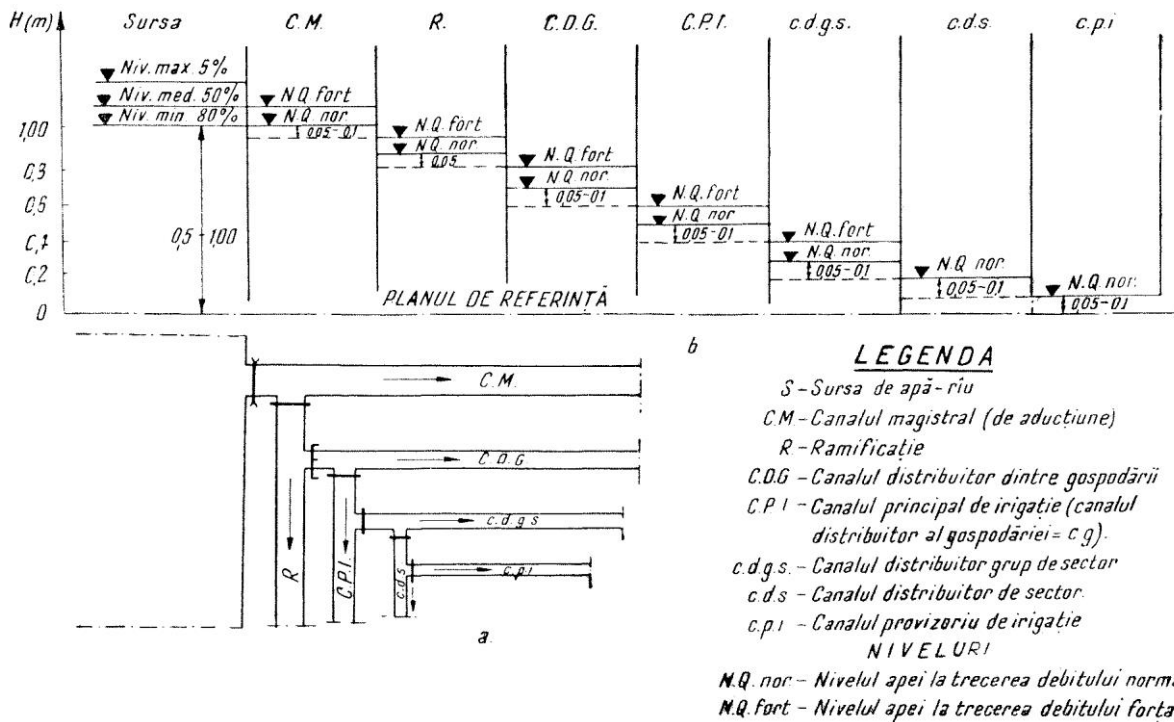


Fig. 2.42. Schema corelației nivelurilor apei în punctele de derivație ale canalelor, în sistemul de irigație (în cazul unui teren cu pantă continuă și uniformă): a – planul schematic al unui sistem de irigație (o porțiune); b – schema corelației de cote.

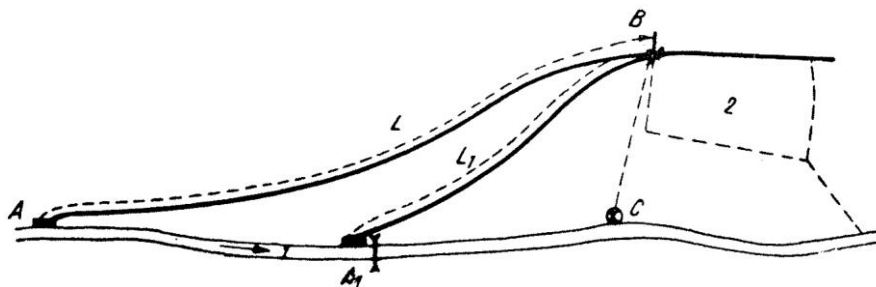


Fig. 2.43. Schema a trei soluții de priză și traseu (două prin scurgere gravitațională și una prin ridicare mecanică): 1 – râul; 2 – suprafața irigabilă.

$$(A_1 + h_1 - L_1 I) - (A_1 - L_1 i) = h \quad (2.16)$$

$$h_1 + L_1 (i - I) = h$$

De aici se scoate lungimea L_1 a părții inactive a C.M.:

$$L_1 = \frac{h - h_1}{i - I} < L \quad (2.17)$$

Varianța de mai sus cu baraj prezintă următoarele avantaje: reduce lungimea părții inactive a canalului magistral cu $d = L - L_1$, reducând prin aceasta prețul de cost.

Această reducere trebuie comparată însă cu cheltuielile pe care le-ar provoca construcția și exploatarea barajului.

În multe cazuri, nici una din cele două soluții expuse mai sus (cu L și L_1) nu sunt satisfăcătoare și se poate recurge la ridicarea mecanică a apei, pentru irigarea întregii suprafețe sau a unei părți din ea. Și în acest caz se întâlnesc două situații (fig. 2.44):

– în punctul C, lângă râu, se instalează o stație de pompare care trimite apa în punctul B, pentru a iriga în-

treaga suprafață ($\omega_1 + \omega$), dacă condițiile tehnice și economice motivează aceasta;

– suprafața cea mai înaltă ω_1 se irigă prin ridicarea mecanică a apei din punctul C al râului sau din punctul D al canalului magistral, iar restul suprafeței ω se irigă gravitațional prin canalul magistral L care pleacă din punctul A al râului.

Soluția adoptată va fi aceea care prezintă din punct de vedere tehnic și economic superioritate.

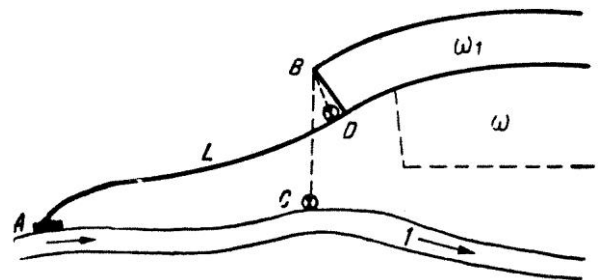


Fig. 2.44. Schema a trei soluții de priză și traseu (două prin ridicare mecanică și una prin scurgere gravitațională).

2.2.2. STUDIUL TEHNICO-ECONOMIC AL IRIGAȚIEI PRIN RIDICAREA MECANICĂ A APEI

În soluția aducțiunii cu ridicare mecanică se impune adesea amenajarea de canale zonale (amplasate la diverse înălțimi), de bazine-rezervoare ș.a. De asemenea prezența unui important sortiment de utilaje pentru ridicarea apei poate impune scheme diverse de amenajare a rețelelor hidrotehnice. Se recurge la ridicarea mecanică a apei, în cazul când: nivelul apei din sursă este mult mai scăzut decât nivelul necesar al apei din canalul de aducțiune pentru dominarea terenurilor irigabile; sursele folosite sunt puțuri sau lacuri în care nivelul apei este prea jos față de nivelul terenurilor; priza de apă ar trebui așezată atât de departe în amonte de cursul de apă, sau ar trebui executat un baraj atât de înalt pentru obținerea cotei de dominație, încât ele ar deveni iraționale din punct de vedere economic; relieful suprafeței irigabile este prea complex și ar duce deci la un cost prea mare în cazul irigației gravitaționale, cerând construirea unei instalații suplimentare; sunt de irigat suprafețe relativ mici, cu un relief neregulat, dar cu terenuri de calitate superioară așezate la cote înalte.

Irigația prin ridicarea mecanică prezintă o serie de dezavantaje (cheltuieli de exploatare, întreținere, utilaje), care ne obligă să o folosim numai acolo unde irigația gravitațională este imposibilă din punct de vedere tehnic și economic.

Printr-o proiectare judicioasă a sistemului de irigație și a construcțiilor anexe, energia necesară funcționării agregatelor de pompare se poate obține uneori chiar în cadrul sistemului (fig. 2.45).

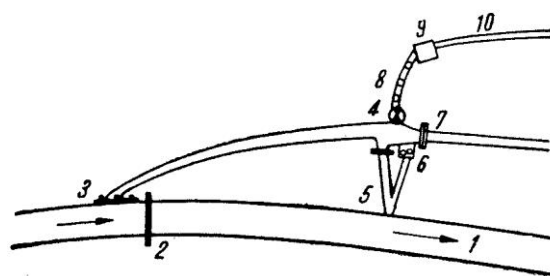


Fig. 2.45. Schema unei alimentări cu apă mixtă (gravitațională și mecanică): 1 – râul; 2 – baraj pentru ridicarea apei; 3 – stăvilor-regulator frontal; 4 – stație de pompare; 5 – canal de evacuare; 6 – hidrocentrală; 7 – instalație de barare; 8 – conductă forțată; 9 – bazin de refulare; 10 – canal de irigație.

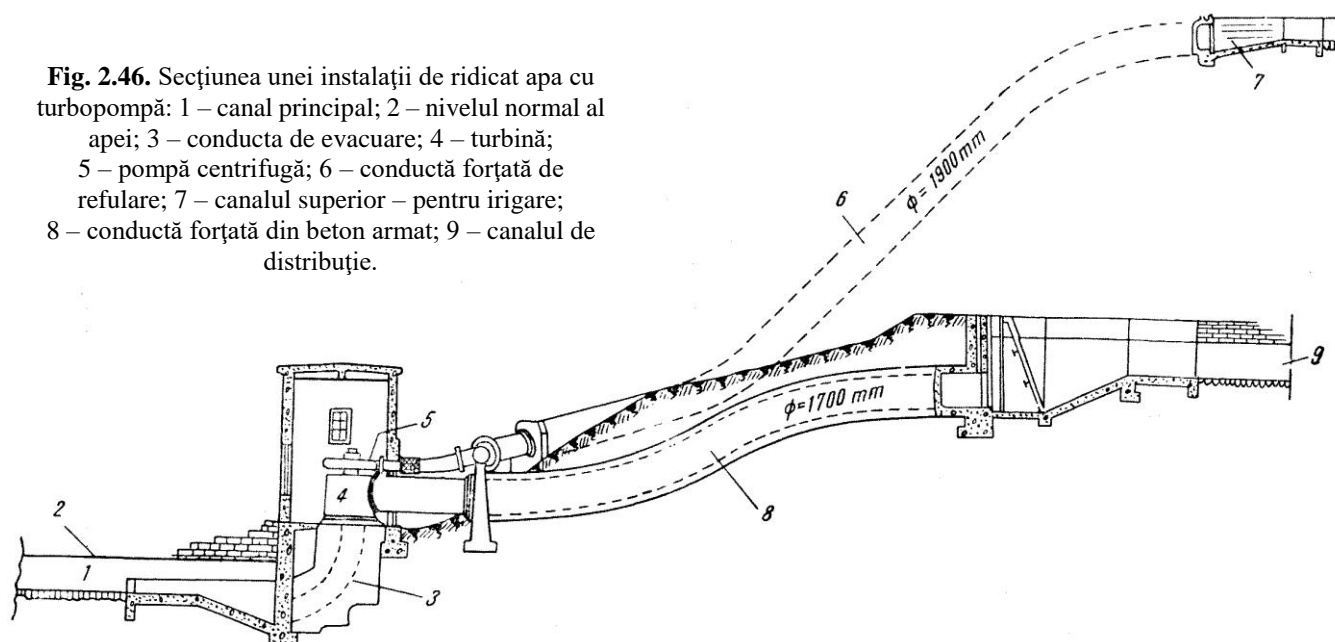
Prin folosirea turbopompelor, când există sau se creează condițiile necesare, prin diferența de nivel între două canale vecine, se poate asigura irigarea unor suprafețe înalte fără energie din alte surse (fig. 2.46).

2.2.2.1. Instalații de ridicat apa

Pentru ridicarea mecanică a apei într-un sistem de irigație se folosesc instalațiile de pompare și roțile hidraulice și, mai rar, berbecii hidraulici și turbopompele.

Alegerea dispozitivelor de ridicat apa depinde de: mărimea suprafeței de irigat și de debitul necesar; de înălțimea de ridicare și presiunea necesară; natura sursei de irigație (adâncime, variația nivelului, material aluvionar etc.); condițiile locale (existența căderilor necesare pentru funcționarea berbecilor hidraulici sau a roților); natura suprafeței irigabile și condițiile economice (costul energiei, întreținerea, durata de funcționare).

Fig. 2.46. Secțiunea unei instalații de ridicat apa cu turbopompă: 1 – canal principal; 2 – nivelul normal al apei; 3 – conducta de evacuare; 4 – turbină; 5 – pompă centrifugă; 6 – conductă forțată de refulare; 7 – canalul superior – pentru irigare; 8 – conductă forțată din beton armat; 9 – canalul de distribuție.



Cele mai simple instalații de ridicat apa sunt roțile cu cupe pe lanț și roțile cu cupe fixe.

– *Roțile cu cupe pe lanț* sunt prevăzute cu un lanț cu cupe, din care o parte este trecut peste o roată, acționată mecanic sau de animale, iar cealaltă este scufundată într-un bazin sau canal, de unde se ridică apa (fig. 2.47).

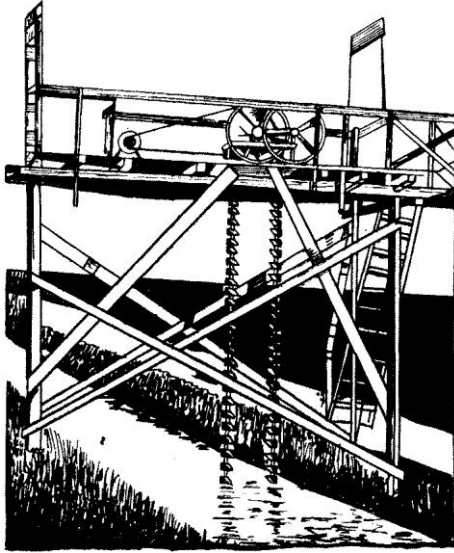


Fig. 2.47. Instalație de ridicat apa. Roata cu cupe pe lanț acționată electric.

Înălțimea maximă la care se poate ridica apa cu acest utilaj este de 15-20 m, iar debitul Q este de 2-15 l/s și se află cu relația:

$$Q = 0,8nq \frac{V}{L} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (5.18)$$

în care:

L este lungimea lanțului;

n – numărul cupelor;

q – volumul unei cupe, în m^3 ;

V – viteza de mișcare a lanțului în m/s, de obicei egală cu 0,15 m/s la acționarea animală;

0,8 – coeficient de corecție pentru pierderea de apă din cupe.

Randamentul roților rudimentare de ridicat apa variază de la 0,20 la 0,40; la un debit de 2,8-6 l/s la o înălțime de ridicare 1,5-2 m și la o durată de udare a unui hectar de 36-40 ore, o roată cu cupe pe lanț poate uda o suprafață de circa 2-4 ha.

– *Roțile cu cupe fixe* puse în mișcare de forța curentului se folosesc atunci când: apa din sursă (râu, canal de irigație etc.) are o viteză de peste 1 m/s; debitul de ridicat este mic și înălțimea de ridicare este și ea mică.

Pe râuri mari, roțile cu cupe fixe se așază pe două pontoane plutitoare.

Debitul de apă Q ridicat de roată este:

$$Q = Nnq \quad [\text{l/min}] \quad (2.19)$$

în care:

N – este numărul de rotații al roții, pe minut (de obicei 2-5)

Numărul de rotații pe minut ($N = 2-5$) se stabilește:

$$N = \frac{60V}{\pi D} \quad (2.20)$$

în care

V este viteza periferică a roții = $0,4\sqrt{2gH}$;

H – diferența de nivel între cele două biefuri;

D – diametrul roții.

Răspândirea acestor roți este destul de mare în luncile unora din râurile noastre (lunca Oltului, Argeșului, Dâmboviței, Buzăului, Siretului, Someșului etc.), însă suprafețele pe care le udă sunt mici.

– *Instalațiile de pompare* au răspândirea cea mai mare în sistemele de irigații, pentru avantajele pe care le prezintă: pot ridica debite mari la înălțimi relativ mari (în medie 5-40 m pentru irigație); au randament mare; sunt rezistente; funcționează și la o apă încărcată cu aluviuni, sunt simple.

Cele mai frecvent se folosesc pompele centrifuge.

Pompele elicoidale și cele diagonale se folosesc mai ales acolo unde trebuie ridicate debite mari la înălțimi mici (5-10 m).

Pompele cu piston se folosesc în irigație numai pe scară mică, putând ridica debite mici de apă curată (fără aluviuni) de la adâncimi mari (> 30 m), din puțuri.

Dacă în perioada de irigație variația nivelurilor apei în sursă față de cota terenului este sub 5-6 m, se folosesc stații de pompare de tipul celor obișnuite la alimentarea cu apă, la care agregatele de pompare se instalează pe malul sursei (fig. 2.48).

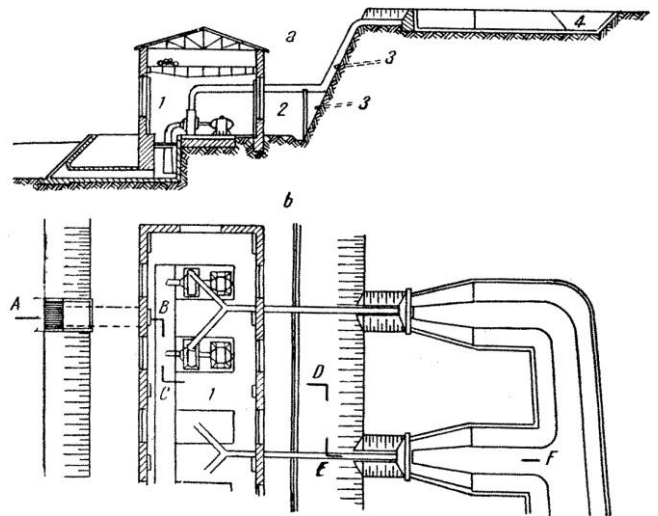


Fig. 2.48. Stație de pompare instalată pe malul sursei de tip „pentru alimentări cu apă”: a – secțiune A-B-C-D-E-F; b – plan; 1 – clădirea stației; 2 – suportul conductei; 3 – drenajul malului; 4 – bazinul din capul canalului principal.

Dacă variația nivelurilor sursei este mai mare, se folosesc stații de pompare îngropate, la care pompele, iar uneori și motoarele, se așază mai jos de suprafața terenului (fig. 2.49).

Dacă sursa de apă este un râu cu debite mari și cu mari variații de nivel, se pot folosi stații de pompare plutitoare (fig. 2.50 și fig. 2.51, foto ing. N. Popovici) sau mobile.

Pentru irigarea suprafețelor mici cu apă din râuri cu maluri stabile se pot folosi și stații de pompare mobile (fig. 2.52).

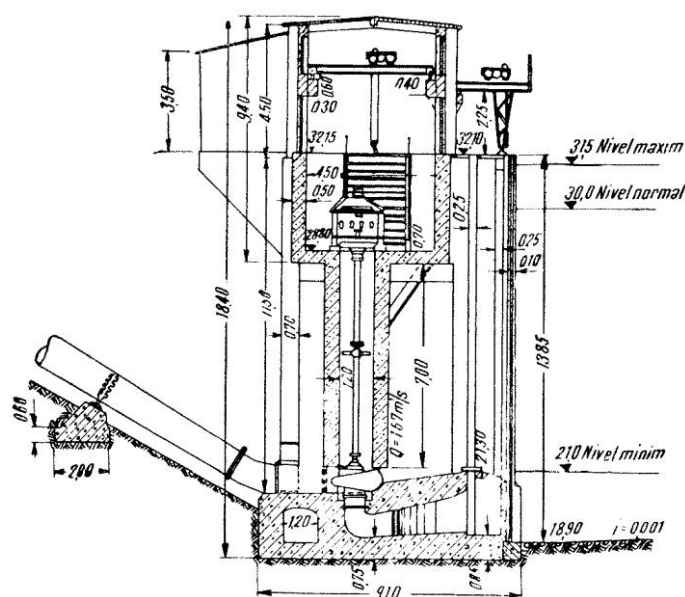


Fig. 2.49. Stație de pompare având și motorul și pompa sub suprafața terenului.

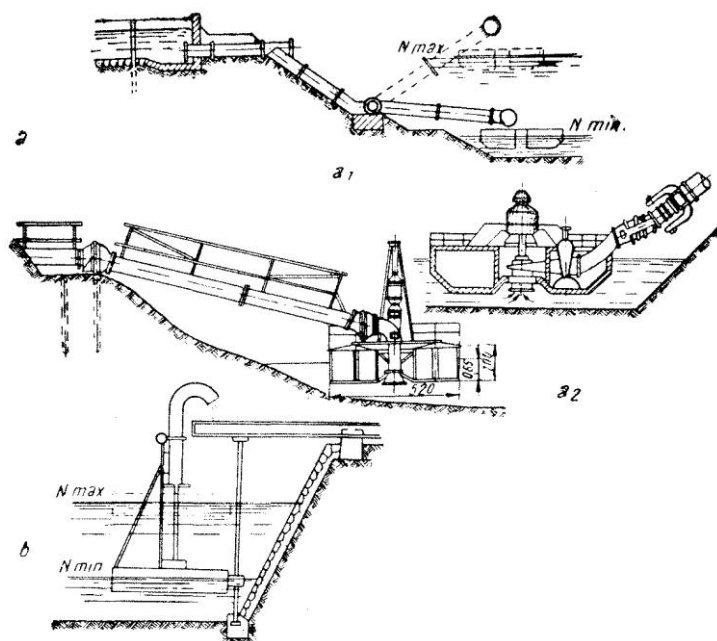


Fig. 2.50. Stație de pompare plutitoare: a – cu deplasare pe verticală și orizontală; a₁ – schema generală; a₂ – cu coturi flexibile; b – cu deplasare pe verticală (stație plutitoare telescopică).



Fig. 2.51. Stație de pompare plutitoare Modelu – Călărași (1963).

În cazul când sursa de apă prezintă variații mari de nivel și când debitul de ridicat este mic, pot fi folosite instalații speciale, compuse dintr-un motor electric asincron trifazic (în scurtcircuit), cuplat coaxial vertical cu pompa. Totul este ermetic închis într-o carcasă cilindrică, care se scufundă în sursă (fig. 2.53).

Dacă sursa de apă este un puț, se folosesc instalații ale căror pompe se așază în interiorul puțului, iar motoarele la suprafața terenului, sau se introduc ambele în interiorul puțului la o oarecare adâncime.

Instalațiile de pompare sumar expuse mai sus sunt acționate de energia electrică sau mecanică. Există însă și alte categorii de instalații, bazate pe folosirea energiei hidraulice (berbeci hidraulici, turbopompe) și pe folosirea energiei eoliene ș.a.

La aceste dispozitive care reprezintă o combinație între dispozitivul de ridicat apa și motorul hidraulic, debitul apei ($Q = Q_0 + q$) ce intră în instalație se împarte în: Q_0 , debitul „activ” care pune în mișcare instalația, precum și q , debitul care trebuie ridicat pentru irigație sau „debitul util”.

Berbecul hidraulic ridică debite mici la înălțimi mari și poate iriga suprafețe ce depășesc chiar 80-100 ha (fig. 2.54).

Legătura dintre debitul de apă Q , debitul util q de ridicat și înălțimea H de cădere și h de ridicare este:

$$\eta QH = qh \quad (2.21)$$

în care:

η este randamentul berbecului hidraulic $\left(1,12 - 0,2\sqrt{\frac{h}{H}}\right)$, în mod obișnuit 0,6-0,7; pentru $\frac{h}{H} = 20 - 25$ se obține randamentul maxim.

Dacă debitul necesar irigației q este prea mare față de debitul unei berbec, se instalează mai mulți berbeci concentrați pe aceeași cădere de apă, iar conductele lor de refulare se unesc într-una singură, rămânând numai conductele de aducțiune separate (fig. 2.55).

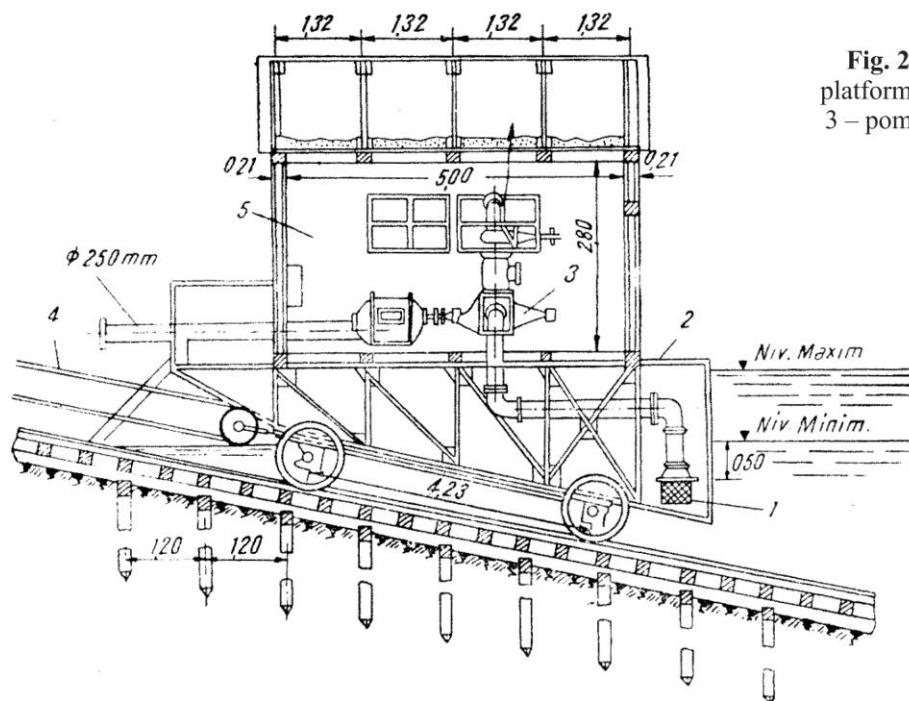


Fig. 2.52. Stație de pompare transportabilă pe platformă (trasă cu trolu): 1 – sorb; 2 – platformă; 3 – pompă; 4 – cablu Ø 30 mm; 5 – baracă pentru moto-pompe.

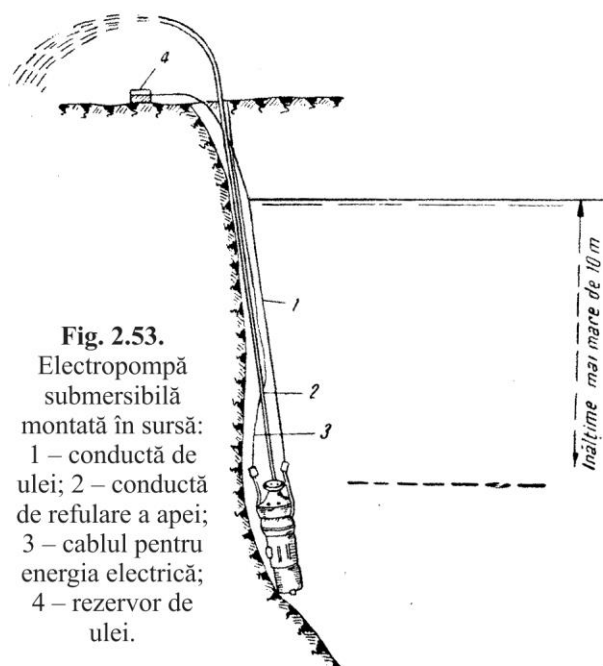


Fig. 2.53.
Electropompă
submersibilă
montată în sursă:
1 – conductă de
ulei; 2 – conductă
de refulare a apei;
3 – cablul pentru
energia electrică;
4 – rezervor de
ulei.

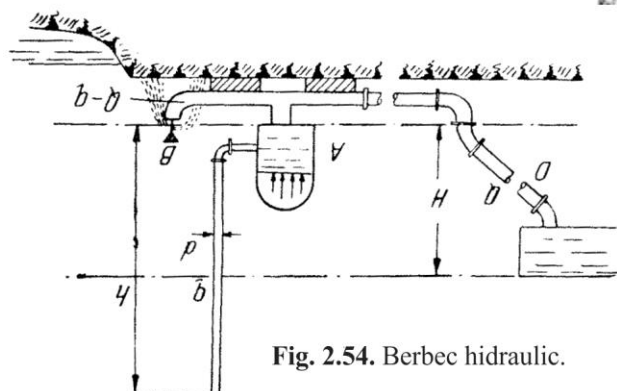


Fig. 2.54. Berbec hidraulic.

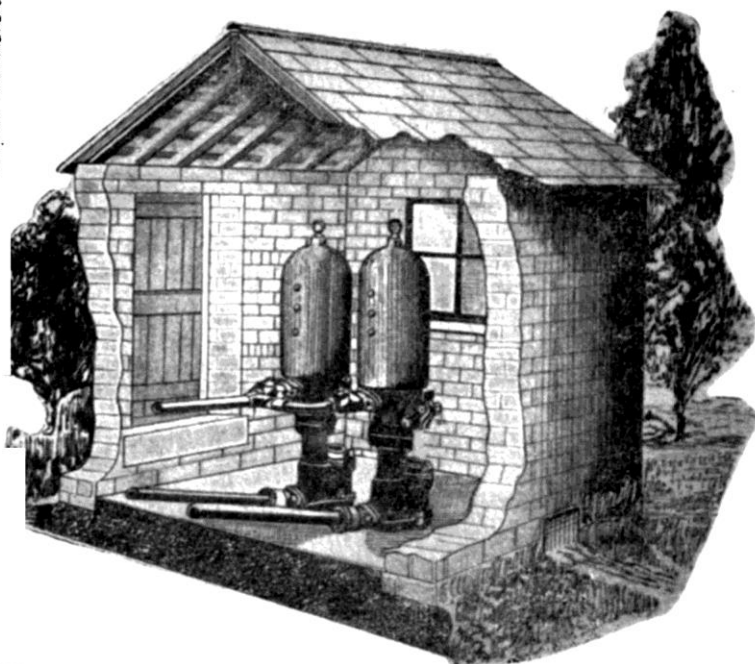


Fig. 2.55. Instalație cu doi berbeci hidraulici (India)

Dacă presiunea H este insuficientă pentru a ridica debitul de apă q la înălțimea dorită h , se pot instala doi sau mai mulți berbeci hidraulici consecutivi care ridică apa, primul la înălțimea H_1 și al doilea la înălțimea h (fig. 2.56).

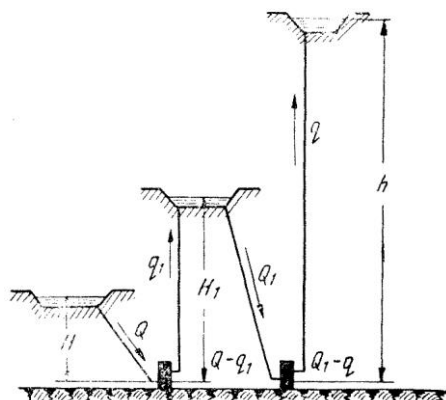


Fig. 2.56. Schema amplasării a doi berbeci hidraulici consecutivi.

Cheltuielile de investiții ale instalației de ridicat apa cu berbeci hidraulici sunt mici, iar cele de exploatare aproape fără însemnătate.

Suprafața irigabilă deservită de un berbec hidraulic este mică; pentru a se extinde, se pot face și acumulări (fig. 2.57 – procedeu folosit în India).

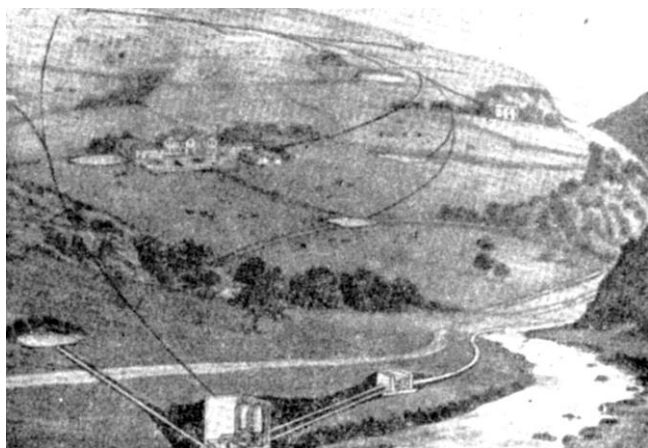


Fig. 2.57. Schema unei instalații de berbeci hidraulici pentru alimentarea cu apă a unor terenuri irigate, a unor adăpători și centre gospodărești.

Turbopompele sunt agregate la care turbina și pompa centrifugă sunt montate pe același ax și reclamă căderi de minim 2,5-3 m, obținute în special pe canalele terminale ale canalelor de irigație și pe partea inactivă a canalului magistral.

Legătura dintre debitul de apă care trece prin turbină Q și cel ridicat de pompă q pentru presiunea la turbină H , înălțimea de ridicat h și randamentele turbinei η_T și pompei η_P este:

$$QH \cdot \eta_T = qh \cdot \eta_P \quad (5.22)$$

În figura 2.58 se arată o instalație de turbopompe cu patru agregate, care dau un debit total de apă de $6 \text{ m}^3/\text{s}$, având diametrul conductelor de 105 și 130 cm.

2.2.2.2. Surse de energie pentru acționarea dispozitivelor de ridicare

(Se dau câteva indicații numai pentru energia eoliană, restul făcând obiectul altor cursuri.)

În vederea stabilirii limitei dintre irigația gravitațională și cea mecanică trebuie examinată și problema energetică, care va determina mărimea cheltuielilor de exploatare.

Dispozitivele de ridicat apa pot fi acționate cu energie electrică, termică, hidraulică, eoliană, solară, nucleară.

Rolul cel mai important revine energiei hidroelectrice, precum și celei eoliene putând fi obținute chiar în perimetrul sistemului de irigat, fără amenajări prea costisitoare.

Și la priza prin pompare, ca și la cea gravitațională, eficiența se exprimă prin costul unui metru cub de apă util luată din sursă. I.P.A.C.H. București a întocmit o serie de grafice în acest scop (Anexa 2.1); în acestea, elementul de bază îl reprezintă înălțimea de ridicare.

La instalațiile de pompare cu motoare termice, cel mai răspândit este motorul cu combustie internă Diesel, din cauza randamentului său ridicat, a ușurinței de instalare și exploatare a consumului relativ redus (0,20-0,35 kg de motorină la 1 CP) etc.

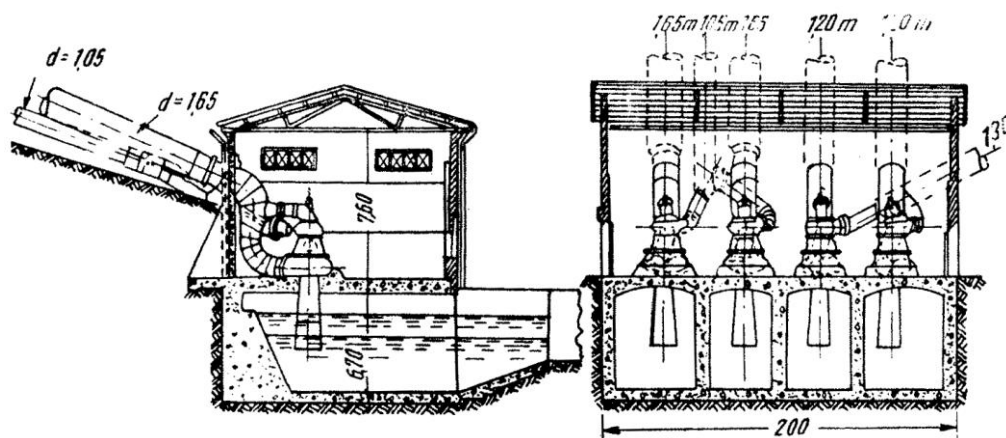
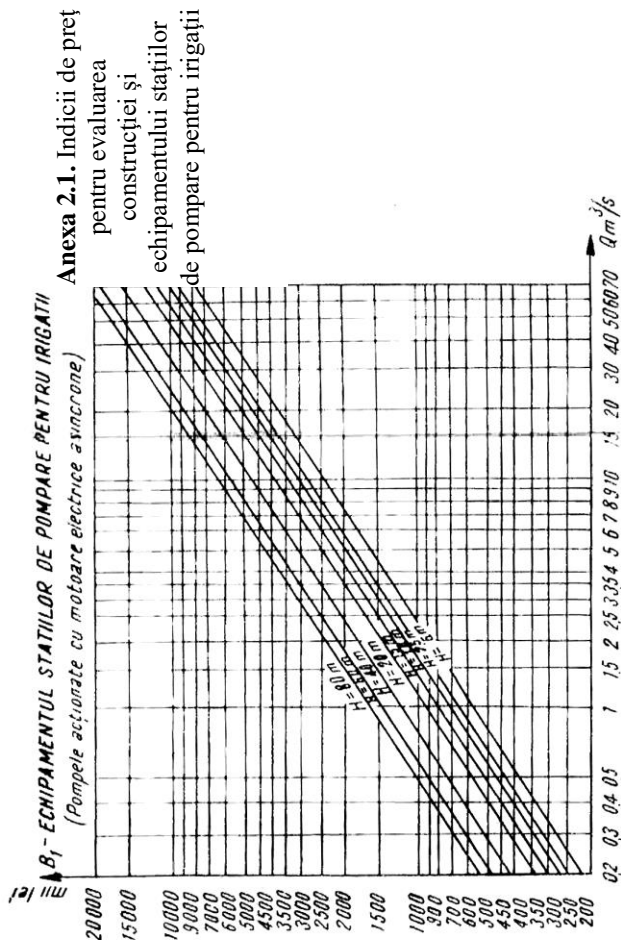
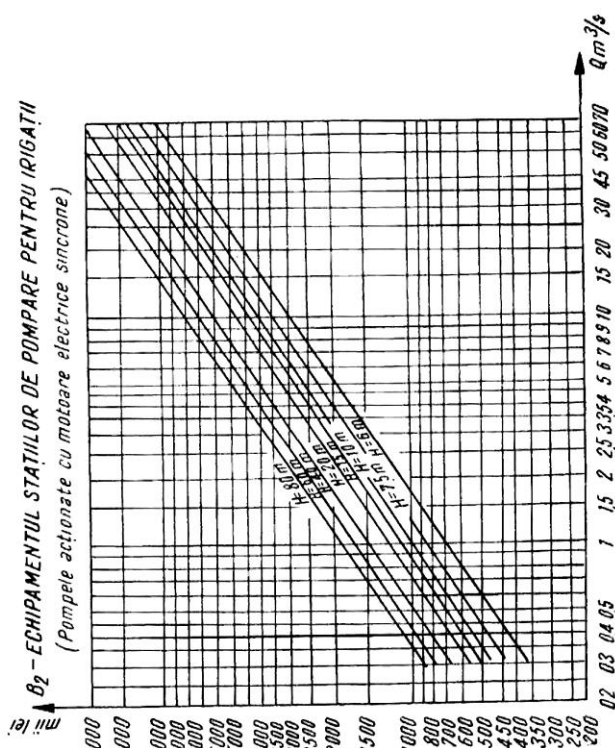
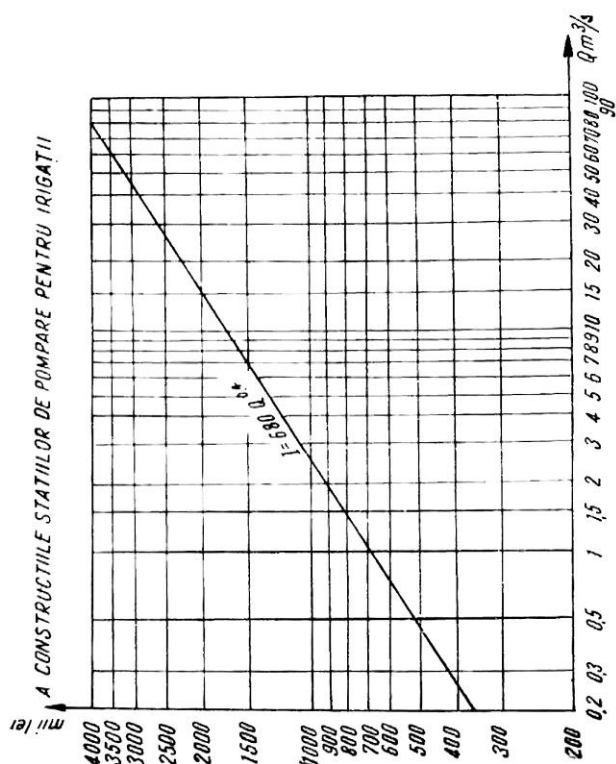


Fig. 2.58. Schema unei instalații cu patru agregate de turbopompe.



STAȚII DE POMPARE FIXE (pentru irigații)

Obiect. Indicii de preț se referă la următoarele obiecte: A. Construcția stațiilor de pompare pentru irigații.

B. Echipamentul stațiilor de pompare pentru irigații (B₁ și B₂)

Domeniu de aplicare. Indicii se vor folosi pentru evaluarea construcției și echipamentului stațiilor de pompare pentru irigații propuse în planurile de amenajare, în funcție de debit și înălțimea de pompare prevăzute.

A. **Construcția stațiilor de pompare pentru irigații.** Indicii de preț pentru acest obiect se prezintă în diagramă. În cazul în care pentru clădiri se adoptă înălțimi de pompare H între 5 și 100 m.

B. **Echipamentul stațiilor de pompare pentru irigații.** Indicii de preț pentru echipamentul stațiilor de pompare se prezintă în diagrama B₁ și B₂ cuprind costurile următoarelor articole: pompe, motoare electrice de antrenare, armături, tubulatură stațiilor și cea până la bazinul de aspirație, grătare și bătăndouri, grinda sau podul rulant, postul de transformare la joasă tensiune.

Diagrama B₁ este valabilă pentru debite Q între 0.2 și 70 m³/s și înălțimi de pompare H între 5 și 100 m. Diagrama B₂ este valabilă pentru debite Q între 0.2 și 70 m³/s și înălțimi de pompare H între 5 și 100 m.

Indicii de preț pentru echipamentul stațiilor de pompare sunt proporționale cu investiția și valoarea cheltuielilor anuale ale stațiilor de pompare în afara cotei proporționale cu investiția și valoarea cheltuielilor anuale ale stațiilor de pompare în următorul mod:

- dacă pompa se face în timpul de 18-20 ore/zi în afara orelor de vîrf se va admite 0.15 lei/kWh.

- dacă pompa se face în timpul de vîrf se vor admite tarife în vigoare, introducîndu-se în afara costului energiei electrice și costul taxei de putere.

(După indicii de preț pentru planul de amenajare fișa 521-1.P.A.C.H.-C.S.A.)

O deosebită atenție trebuie acordată folosirii energiei eoliene, pentru ridicarea mecanică a apei în sistemele de irigație și de desecare. În prezent, motoarele eoliene se folosesc pe scară largă, în Olanda, China (fig. 2.59) și alte țări, pentru irigații și desecări.

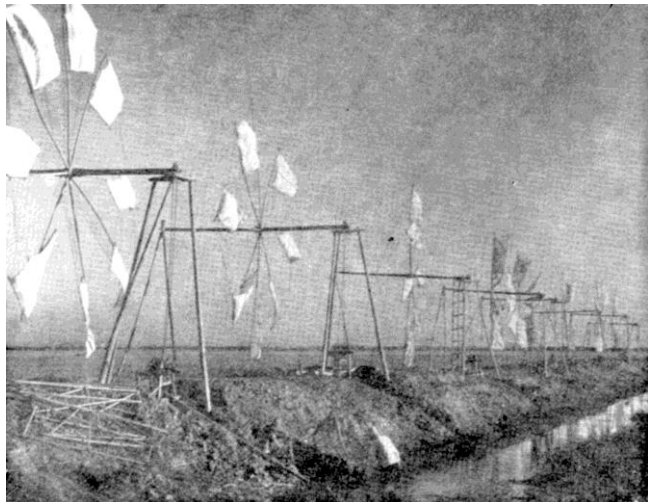


Fig. 2.59. Folosirea motoarelor eoliene în China pentru irigarea ogoarelor

Sursa de energie pe care o oferă vântul este ieftină și puterea ei depinde de viteza și frecvența acestuia (tabel 2.2, N.V. Krasovski).

Tabel 2.2. Producția de energie în funcție de viteza vântului

Viteza vântului în m/s	3	4	5	6
Puterea instalată în kW la km ² a motoarelor eoliene	140	339	650	1.040
Producția anuală de energie în mii de kW la km ²	260	469	820	1.350

Pentru proiectarea unui agregat eolian trebuie să se cunoască regimul vânturilor din regiunea respectivă (direcții, frecvențe, intensități, durate).

La folosirea energiei eoliene, acumularea acesteia pentru perioadele fără vânt sau combinarea cu alte surse de energie sunt indispensabile.

În Dobrogea, Delta Dunării și în sud-estul țării, vânturile cu o viteză anuală medie de 3-10 m/s (vânturi utilizabile) bat timp de 6.727 de ore, ceea ce reprezintă 73% din timpul total.

Instalațiile eoliene folosite în irigații sau desecări se compun dintr-un motor eolian (fig. 2.60.a), un rezervor de acumulare a energiei și, eventual, un motor termic de rezervă.

În instalațiile moderne, energia produsă de motorul eolian este transformată în energie electrică, cu ajutorul unui dinam cuplat cu motorul eolian, fiind apoi transmisă pompelor, care, în acest caz pot fi instalate la distanță de motor, lângă sursă (fig. 2.60 b).

Când energia eoliană depășește nevoia sistemului de irigație sau când este obținută într-o perioadă

în care nu este nevoie de apă, se procedează la acumulare (fie transformând energia eoliană în energie electrică înmagazinată în acumulatori, fie înmagazinând apa în bazine de acumulare sau rezervoare).

Volumul bazinului trebuie calculat încât acesta să poată acoperi norma de udare m în timpul zilelor fără vânt t , considerate a fi acelea în care $V_v < 3$ m/s.

– Volumul bazinului V trebuie să fie:

$$V = (t - 1)m \quad (2.23)$$

– Umplerea bazinului se face în t_u zile, când vântul are $v > 3$ m/s.

– Debitul pompei q_p în 24 de ore trebuie să fie:

$$q_p = \left(1 + \frac{t+1}{t_u}\right)m \quad (2.24)$$

Suprafața ω pe care o irigă o stație de pompare acționată de un motor eolian se determină cu ajutorul expresiei:

$$\omega = \frac{C \cdot D^2 \sum V_1^3 \xi t_1 75 \eta}{H \cdot 1000 \cdot M} \text{ [ha]} \quad (2.25)$$

în care:

$C = 0,00065$

D – diametrul roții motorului eolian, în m;

ξ – coeficientul de utilizare a energiei eoliene, în funcție de turația motorului;

η – randamentul instalației = 0,33-0,50;

H – înălțimea de ridicare a apei, în m;

V_1 – viteza utilă a vântului în anumite durate de timp t_1 , în m/s;

M – norma de irigație pentru un sezon, în m³/ha;

$C \cdot D^2 \sum V_1^3 \xi t_1$ – producția totală de putere a motorului eolian respectiv, într-un sezon;

$\sum t_1$ – durata totală de funcționare a motorului

într-un sezon.

Energia disponibilă N pe care un asemenea motor o poate da se determină cu ajutorul expresiei (Hütte):

$$N = \frac{eFv^2}{150g} \quad (2.26)$$

în care:

e – este greutatea unui metru cub de aer, în kg, la temperatura de 15° și la presiunea de o atmosferă, care este de 1,186 kg;

F – proiecția suprafeței totale a aripilor, în m² (3-66 m²);

v – viteza vântului, în m/s ($v > 3$ m/s).

Diametrul roților motoarelor eoliene variază de obicei de la 6-30 m. Rezistența motorului eolian se calculează pentru vânturi cu o viteză medie de 8-14 m/s.

Viteza optimă de funcționare (medie) este de 5-7 m/s.

La viteze ce depășesc pe acelea pentru care a fost calculat, motorul se reglează automat.

Înălțimea totală a turnului H este:

$$H = h + 2 + \frac{D}{2} \quad (2.27)$$

în care:

h – este înălțimea maximă a obstacolului aflat la 100-150 m;

D – reprezintă diametrul roții motorului eolian.

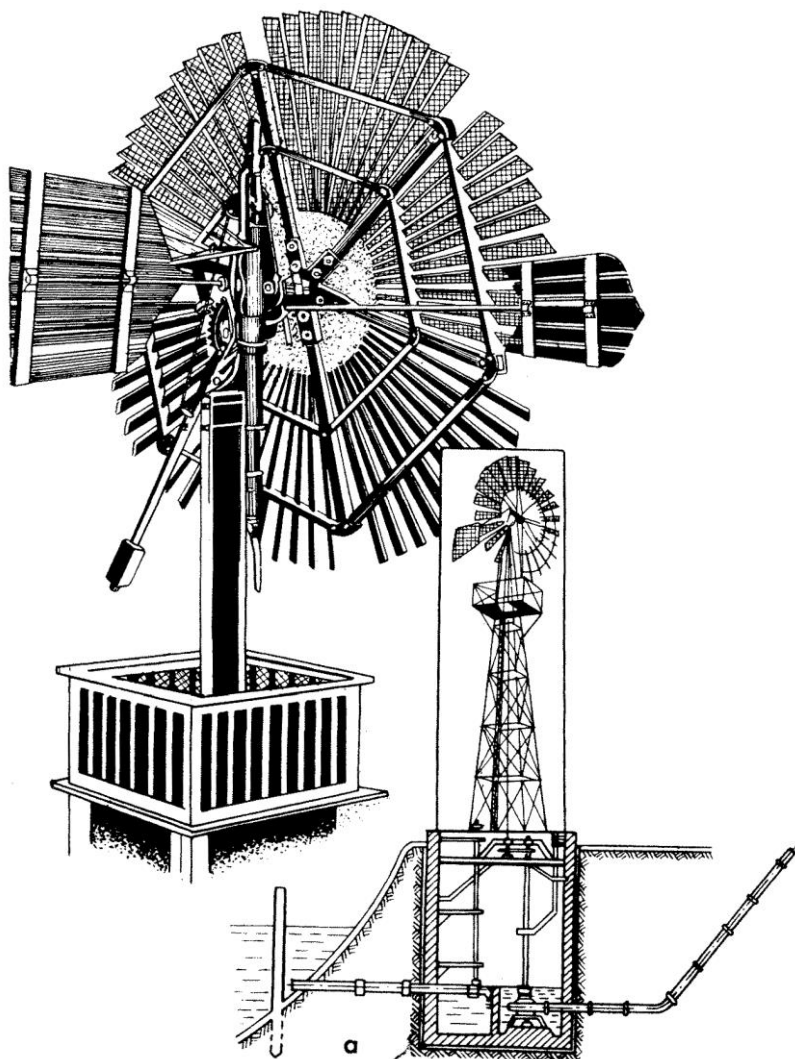


Fig. 2.60.a. Motor eolian folosit la irigații și desecări.

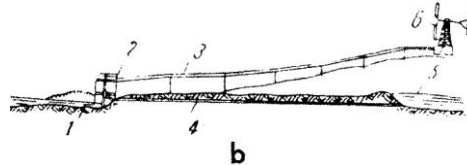


Fig. 2.60.b. Schema unei instalații de pompare cu motor eolian așezat la distanță: 1 – canal de aducțiune; 2 – stație de pompare; 3 – linie pentru transportul energiei de la motor la pompă; 4 – conducta forțată de refulare; 5 – rezervor de apă; 6 – motor eolian.

2.2.2.5 Alegerea agregatelor de pompare după regimul lor de funcționare și mărimea variației debitului de irigat

Pentru determinarea regimului de funcționare a unei stații de ridicat apa pentru irigații trebuie stabilite: regimul de irigație al suprafeței; regimul sursei de apă; înălțimile de ridicare a apei și variațiile acestora în timp.

O dată stabilite acestea, se trece la întocmirea graficelor variației debitelor Q , înălțimilor de ridicare H și puterii (fig. 2.61 a, b, c)

$$P = \frac{QN\gamma}{75\eta} \quad (\text{CP})$$

Pentru alegerea tipului și numărului de agregate se întocmește graficul variațiilor debitelor de irigație și se așază în ordine descrescătoare.

În ipoteza că a fost ales un singur agregat pentru Q_1 , înseamnă că pompa va lucra cu întregul ei debit numai în timpul t_1 . În restul timpului – t_2, t_3, \dots, t_n , debitele fiind mai mici, funcționarea pompei va trebui reglată în limitele de la Q_{\max} la Q_{\min} .

Soluția unui agregat cu putere mare fiind neeconomică, se vor examina în continuare trei soluții.

– Prima soluție. Graficul variației debitului se divide în direcție verticală (fig. 2.62), rezultând, funcție de debitele de ridicat Q_1, \dots, Q_n , mai multe agregate de puteri diferite P_1, \dots, P_n . Se instalează agregatele de puterile arătate și în fiecare perioadă funcționează numai agregatul cu debitul respectiv. Astfel, agregatul funcționează cu randamentul său maxim și este rezolvată și problema unor agregate de rezervă; în schimb, această soluție duce la o putere instalată mare, care este numai parțial folosită.

– A doua soluție. Se instalează un număr de agregate identice, care să asigure împreună debitul maxim necesar. În caz de debite necesare reduse va funcționa numai o parte din agregate, după nevoie (fig. 2.63). În cazul unor debite mari, această soluție pare mai justă; pot exista însă situații în care condițiile locale pledează pentru prima soluție. În orice caz, alegerea agregatelor de pompare trebuie astfel făcută, încât coeficientul de utilizare al acestora:

$$k = \frac{\text{debitul total pompat}}{\text{debitul total al pompelor}}$$

să fie maxim și, în același timp, puterea instalată să fie minimă.

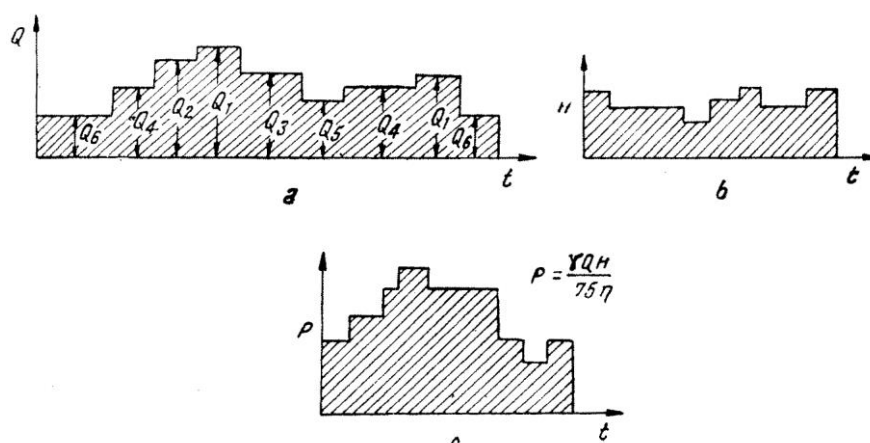


Fig. 2.61. Graficul variațiilor debitelor a, înălțimilor de ridicare b și puterilor c.

– A treia soluție. Aceasta constă în alegerea mai multor agregate de puteri diferite, astfel ca limita de reglare să nu fie sub randamentul normal (fig. 2.64).

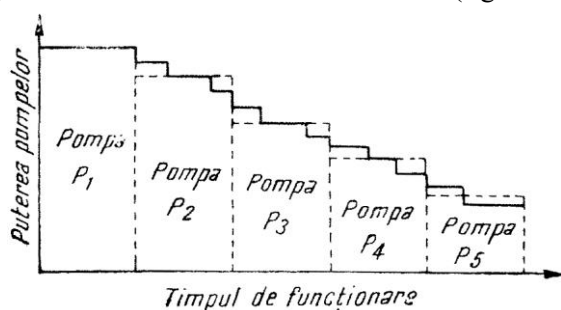


Fig. 2.62. Graficul numărului de agregate pentru diferite debite.

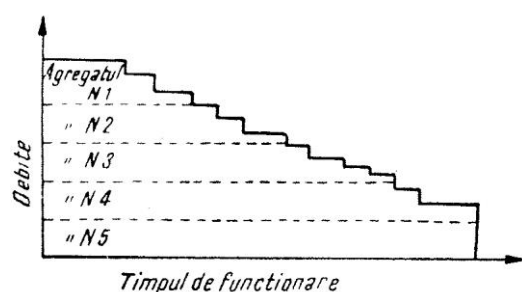


Fig. 2.63. Graficul numărului de agregate pentru debite egale.

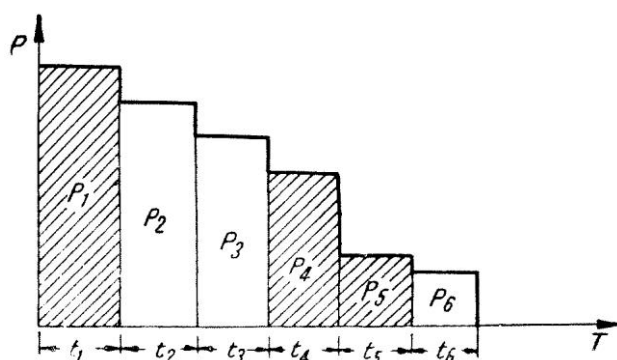


Fig. 2.64. Graficul numărului de agregate de puteri diferite, cu reglare în limita coeficientului de randament.

În cazul unei alimentări prin ridicare mecanică, consumul de apă al unui sistem de irigație trebuie astfel coordonat, încât vârfurile și depresiunile să nu depășească limita admisibilă de reglare a agregatelor ($\eta_r \geq \delta$), în care η_r este randamentul admisibil pentru reglare (transformat în debit), iar δ reprezintă variația admisibilă de reglare a debitului.

2.2.2.4. Amplasarea bazinelor de regularizare și a canalelor de aducțiune în sistemul de irigație alimentat prin ridicare mecanică a apei

Este preferabil ca apa ridicată mecanic să fie refulată într-un bazin de regularizare, care permite: să se micșoreze puterea instalației; să se mărească suprafața de irigat; să se obțină debitul necesar în timp, dacă sursa sau stația de pompare nu-l poate realiza chiar în timpul udărilor; să asigure realizarea regimului de udare a culturilor la timp, chiar dacă instalația de pompare s-a defectat; să se aerisească și să se încălzească apa pompată, în special când aceasta este ridicată din subsol.

Volumul bazinului se calculează în funcție de timpul de umplere, existând două posibilități:

Prima posibilitate. Când timpul de umplere T_0 este mai mare decât perioada de irigație T , puterea stației trebuie calculată pentru un debit Q_0 :

$$Q_0 = Q \frac{T}{T_0} \quad (2.28)$$

în care:

Q este debitul mediu pentru irigație (după hidromodul sau după debitul specific) pentru toată perioada de irigație, iar volumul util al bazinului de regularizare V trebuie să fie cel puțin:

$$V = Q_0(T_0 - T) \cdot 86400 \text{ m}^3 \quad (2.29)$$

A doua posibilitate. Dacă bazinul de regularizare trebuie să se umple în cursul perioadei dintre udări (τ zile), atunci volumul util al bazinului V va trebui să fie cel puțin:

$$V = 86400(Q - Q_0) = 86400 \cdot \tau Q_0 \quad (2.30)$$

la care se adaugă și pierderile de apă din bazin în perioada $(t + \tau)$; debitul instalației de pompare Q_0 va fi:

$$Q_0 = \frac{Q \cdot t}{T + \tau} \quad (5.31)$$

în care:

t – este durata perioadei de udare, în zile;

Q – debitul necesar pentru udare, în m^3/s ;

$Q > Q_0$

Pentru a stabili dacă din punct de vedere economic este rațional de prevăzut sistemul de alimentare cu un bazin de regularizare, trebuie făcut un studiu comparativ între soluția construirii unei stații de pompare mari, care să funcționeze cu tot debitul necesar irigației numai în perioada de udare, precum și soluția construirii unei stații de pompare de dimensiuni mai mici, care să funcționeze permanent în tot timpul cât se poate ridica apa, de asemenea și a unui bazin pentru acumularea ei.

Pentru irigarea unei suprafețe mari cu apă ridicată din râuri sau bazine, se folosesc de multe ori drept cale de transport a apei chiar afluenți ai acestor surse. Pentru aceasta, ei se împart prin baraje în biefuri și apa este ridicată mecanic dintr-un bief în celălalt, până la atingerea cotei de dominație asupra terenurilor de irigat (de exemplu fig. 2.65).

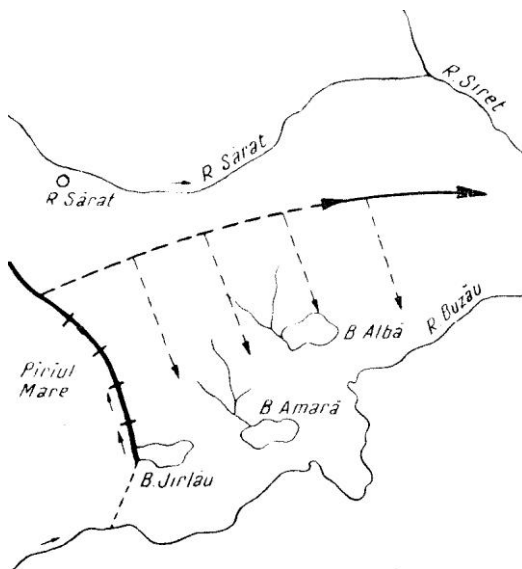


Fig. 2.65. Schița zonei Râmnicu-Sărat – Jirlău – Râul Buzău.

La proiectarea bazinelor trebuie să se aibă în vedere următoarele: capacitatea bazinului, dacă acesta este mare și urmează să primească apă în tot cursul anului, pentru a avea deci și un rol regulator; apa din bazin poate fi folosită la irigație pe două căi – gravitațional pentru suprafețele așezate mai jos de acesta și prin pompare de sezon, pentru suprafețele așezate mai sus de bazin;

înălțimea cea mai convenabilă la care să se poată amplasa bazinul de regularizare, care se determină luând în considerație condițiile topografice și geografice impuse, precum și costul minim al ridicării apei de irigat.

Considerând că înălțimea H de amplasare a bazinului nu este impusă de condițiile topografice și geologice, pentru a afla cota optimă la care se amplasează, se procedează astfel: se determină costul total K de ridicare a volumului de apă M_ω pentru întreaga suprafață de irigat și se pune condiția de a fi minim (derivata I egală cu 0). Se va obține astfel o expresie care va da costul minim de ridicare a apei.

Dacă situația suprafeței de irigat ω se prezintă ca în figura 2.66, iar M este norma de irigație, în m^3/ha ; C_1 – este costul de ridicare a unui metru cub de apă la înălțimea de 1 m, de către stația A ce funcționează tot anul; $\omega_1, \omega_2, \omega_3$, suprafețele din amonte de bazinul de regularizare, care se irigă prin ridicarea mecanică a apei în timpul sezonului de vegetație prin stația B; H_1, H_2, H_3 , – înălțimile de ridicare corespunzătoare suprafețelor: $\omega_1, \omega_2, \omega_3$; C_2 – costul ridicării unui m^3 de apă la înălțimea de 1 m, cu ajutorul stației B de sezon ($C_2 > C_1$).

În costul ridicării apei (atât la C_1 cât și la C_2) trebuie incluse și cheltuielile anuale ale bazinului de acumulare. Volumul V total anual de apă pe care trebuie să-l ridice stația A este:

$$V = M \omega \quad (2.32)$$

Costul K_1 al ridicării întregului volum de apă M la înălțimea $(H - H_0)$ este:

$$K_1 = M \omega (H - H_0) C_1 \quad (2.33)$$

Costul K_2 al ridicării apei prin stația de sezon B pentru irigarea suprafețelor ($\omega_1, \omega_2, \omega_3$) este:

$$K_2 = C_2 M \omega_1 (H_1 - H) + C_2 M \omega_2 (H_2 - H) + C_2 M \omega_3 (H_3 - H) \quad (2.34)$$

Costul total K_T al ridicării apei va fi:

$$K_T = K_1 + K_2 = M \omega (H - H_0) C_1 + MC_2 [\omega_1 (H_1 - H) + \omega_2 (H_2 - H) + \omega_3 (H_3 - H)] \quad (2.35)$$

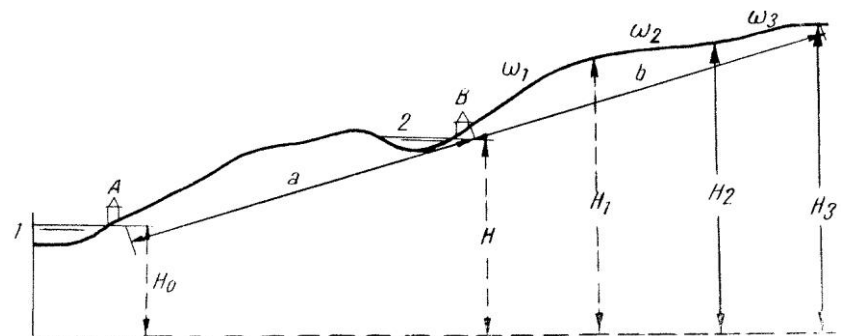


Fig. 2.66. Schema amplasării bazinului de regularizare și a suprafețelor irigabile: a – zona de irigație prin scurgere liberă; b – zona de irigație prin ridicare mecanică; 1 – râul; 2 – bazin de regularizare; A, B – stații de pompare.

Pentru a determina acum cota cea mai convenabilă H de amplasare a bazinului de acumulare, se pune condiția de a se obține un cost total K_T minim. Făcând operațiile și derivând în raport cu H , se obține expresia (2.37), care arată condiția de amplasare:

$$K_T = M\omega HC_1 - M\omega H_0 C_1 + MC_2\omega_1 H_1 - MC_2\omega_1 H + MC_2\omega_2 H_2 - MC_2\omega_2 H + MC_2\omega_3 H_3 - MC_2\omega_3 H \quad (2.36)$$

$$\frac{dK_T}{dH} = M\omega C_1 - MC_2(\omega_1 + \omega_2 + \omega_3) = 0$$

$$\frac{C_1}{C_2} = \frac{\omega_1 + \omega_2 + \omega_3}{\omega} \quad (2.37)$$

Acest raport $\frac{C_1}{C_2}$ (care divide suprafața irigabilă)

arată cota H cea mai convenabilă de amplasare a bazinului de regularizare, determinată de costul minim de ridicare a apei.

b. Amplasarea canalelor principale de aducțiune în sistemul de irigație alimentat prin ridicarea mecanică a apei.

În funcție de relief, pantă și alte condiții de ordin tehnic și economic, canalele principale care primesc apa refulată se pot trasa în mai multe variante.

– *Prima variantă* (fig. 2.67.Aa). Toată apa se aduce dintr-un canal, care se trasează pe cotele mai înalte ale suprafeței de irigat. În acest caz, puterea stației de pompare va fi maximă:

$$P = \frac{\gamma QH}{75\eta} \quad (2.38)$$

iar $Q = \lambda \Omega_A$ [m^3/s]

în care:

λ este hidromodulul coordonat (în cazul unui singur asolament);

Ω_A – suprafața efectiv irigabilă a întregului asolament

– *A doua variantă*. Apa este refulată în canale zonale (fig. 2.67.A.b) care se trasează la diferite cote, iar fiecare canal este deservit de un grup de pompare propriu.

Puterea stației de pompare va fi mai mică în acest caz decât în primul, deoarece:

$$QH > Q_1 H_1 + Q_2 H_2 + Q_3 H_3$$

în care:

Q_1, Q_2 și Q_3 reprezintă debitul fiecărui canal

$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$, fără a lua în considerație pierderile;

H – este înălțimea manometrică din prima variantă;

H_1, H_2 și H_3 – înălțimea manometrică pentru fiecare canal, în varianta a II-a.

– *Variantele a treia și a patra* (fig. 2.67.A, c, d).

Acestea două se deosebesc puțin una de cealaltă. În ambele cazuri, suprafața irigabilă este împărțită în zone alimentate fiecare separat de către un canal, care primește apa ridicată de stații de pompare diferite (stații zonale, fig. 2.67.A.d), sau de la o singură stație mare, ce trimite apa la fiecare canal prin câte o conductă diferită (fig. 2.67. A.c).

Dacă unitatea de irigat are o pantă bruscă, va fi mai indicată soluția din figura 2.67.A.c).

– *Varianta a cincea* (fig. 5.67.A.e) se aplică în următoarele situații: dacă relieful terenului prezintă o pantă concentrată (bruscă); dacă suprafața irigabilă nu este prea mare și dacă debitul de irigat este bine coordonat.

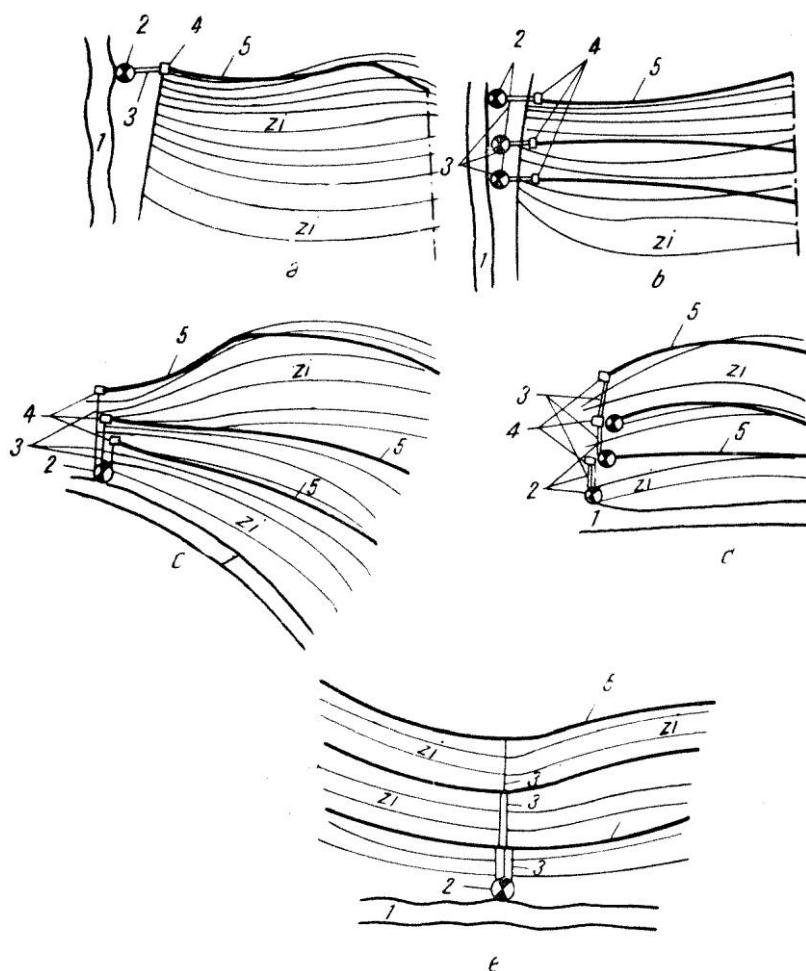


Fig. 2.67.A. Schema amplasării canalelor principale alimentate mecanic:
a – varianta I; b – varianta II; c – varianta III; d – varianta IV; e – varianta V;
1 – râu; 2 – stații de pompare și repompare; 3 – conducte de refulare;
4 – bazin; 5 – canale principale; z_i – zone de irigat.

În cazul variantelor prezentate, în funcție de condițiile locale, apa se poate aduce de la sursă la canalul de irigație în mai multe soluții, după cum se vede și în figura 2.67.B.

2.2.2.5. Calculul economic al ridicării apei în raport cu amplasarea agregatelor la diferite înălțimi

Puterea totală minimă este, în general, mai mică, în cazul când se aleg agregate ce ridică apa pe zone, deoarece

$$QH > \sum Q_i H_i \quad (2.40)$$

Reducerea puterii totale se poate observa la terenuri cu următoarele forme de relief, cu: pantă continuă (cazul I), teoretic convexă (cazul II), concavă (cazul III) și neregulată (cazul IV).

– Cazul I (fig. 2.68)

Dacă panta terenului este continuă, puterea totală se determină prin calculul de mai jos. La suprafețe egale

$$\omega_1 = \omega_2 = \omega_3,$$

rezultă că:

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \frac{Q}{3} \quad (2.41)$$

$$H_1 = 0,5 \quad H_2 = 0,33H$$

sau

$$H_1 = \frac{1}{2} P_2 = \frac{1}{3} H; \quad H_2 = \frac{2}{3} H \quad (2.42)$$

Puterea totală la cele trei stații de pompare este:

$$P_t = P_1 + P_2 + P_3 \quad (2.43)$$

iar

$$P_1 = \frac{QH_1}{75\eta} = \frac{1}{75\eta} \frac{1}{3} QH \quad (2.44)$$

$$P_2 = \frac{1}{75\eta} (Q_2 + Q_3) \frac{1}{3} H = \frac{1}{75\eta} \frac{1}{3} (Q_2 + Q_3) \quad (2.45)$$

$$P_3 = \frac{1}{75\eta} Q_3 (H - H_2) = \frac{1}{75\eta} \frac{1}{3} HQ_3 \quad (2.46)$$

de unde:

$$P_t = \frac{1}{75\eta} \frac{1}{3} QH + \frac{1}{75\eta} \frac{1}{3} (Q_2 + Q_3) + \frac{1}{75\eta} \frac{1}{3} HQ_3$$

Dând factor comun pe $\frac{1}{75\eta} \frac{1}{3} H$ și înlocuind pe

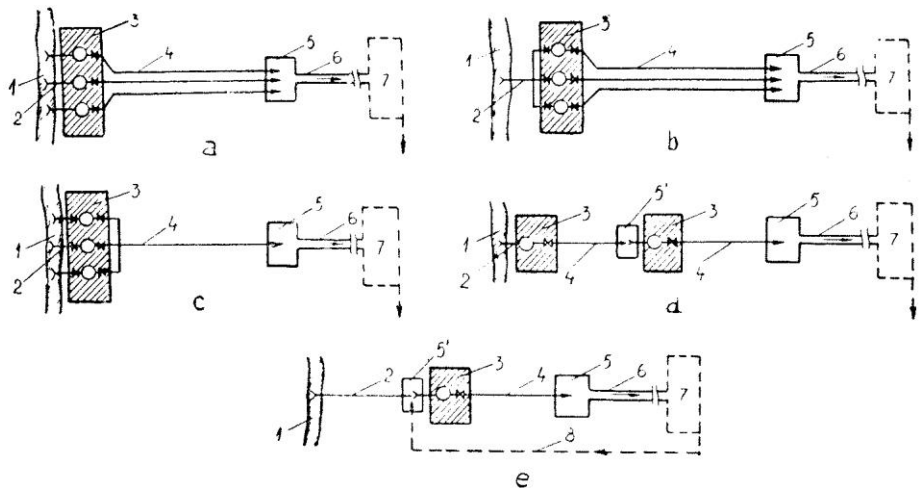


Fig. 2.67.B. Schema aducțiunii apei de la sursă la canalul de irigație: a – agregate cu aducțiune și refulare pe linii independente (instalații fixe pentru debite mari); b – agregate cu aducțiune unică și refulare pe linii independente (pentru lungime mare la aspirație și lungime mică la refulare); c – agregate cu aducțiune pe linii independente și refulare unică (pentru stații de pompare aproape de sursă și pentru debite totale de irigație mici); d – agregate cu funcționare în serie – repompări – (pentru lungimi mari de refulare care ar conduce la lovituri mari de berbec, în cazul treptei unice și pentru evitarea unor utilaje speciale); e – agregat cu linie în circuit (în cazul surselor mici de apă față de cerințe); 1 – sursă de apă; 2 – aducțiune-aspirație; 3 – stație de pompare; 4 – refulare; 5 – bazin de refulare; 5' – bazin de refulare-aspirație; 6 – canal de irigație; 7 – suprafața irigabilă; 8 – colectarea și re folosirea apei excedentare.

$Q_1 + Q_2 + Q_3 = Q$, se obține:

$$P_t = \frac{2}{3} \frac{QH}{75\eta} \quad (2.47)$$

Deci, puterea totală P_t de ridicare a debitului Q pe zone se reduce cu 33%, în cazul unui teren cu pantă continuă.

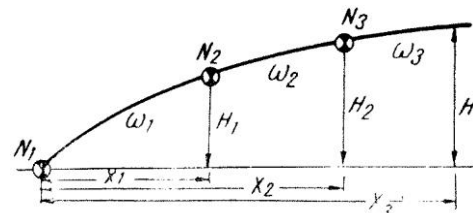


Fig. 2.68. Schema reliefului cu pantă continuă, împărțită în trei zone de irigație

– Cazul al II-lea (fig. 2.69.a)

Dacă panta terenului are forma convexă, care poate fi asimilată cu o parabolă ($y^2 = 2px$), valoarea lui P_t se află deducând mai întâi relația între H_1 , H_2 și H_3^* , astfel: dând lui x diferite valori: x_1 , x_2 , x_3 , astfel ca $x_2 = 2x_1$ și $x_3 = 3x_1$, se deduc pentru y valorile $y_1 = \sqrt{2px_1}$, $y_2 = \sqrt{2px_2}$, $y_3 = \sqrt{2px_3}$ și înlocuind pe x_2 și x_3 în funcție de x_1 și făcând rapoartele $\frac{y_1}{y_2} = \frac{H_1}{H_2} = 0,707$ și $\frac{y_1}{y_3} = \frac{H_1}{H_3} = 0,575$, rezultă că

* În figura 2.69 s-a notat cu H pentru generalizare.

$$H_1 = 0,707H_2 = 0,575H_3 \quad (2.48)$$

Presupunând că stațiile de pompare 1, 2, 3 sunt așezate la cotele H_0, H_1, H_2 și notând cu $\omega_1, \omega_2, \omega_3$ suprafețele cuprinse între H_0 și H_1 ; H_1 și H_2 ; H_2 și H și cu Q_1, Q_2, Q_3 debitele necesare pentru $\omega_1, \omega_2, \omega_3$ și $\omega = \omega_1 + \omega_2 + \omega_3$ și $Q_t = Q_1 + Q_2 + Q_3$, atunci puterile celor trei stații de pompare, notate cu P_1, P_2, P_3 sunt:

$$P_1 = \frac{1}{75\eta} (Q_1 + Q_2 + Q_3) H_1 = \frac{0,575}{75\eta} (Q_1 + Q_2 + Q_3) H$$

$$P_2 = \frac{1}{75\eta} (Q_2 + Q_3) (H_2 - H_1) = \frac{0,225}{75\eta} (Q_2 + Q_3) H$$

$$P_3 = \frac{1}{75\eta} Q_3 (H_3 - H_2) = \frac{0,2}{75\eta} Q_3 H$$

Adunând $P_1 + P_2 + P_3$, se găsește valoarea P_t , dată de relația:

$$P_t = \frac{H}{75\eta} (0,575Q_1 + 0,8Q_2 + Q_3) \quad (2.49)$$

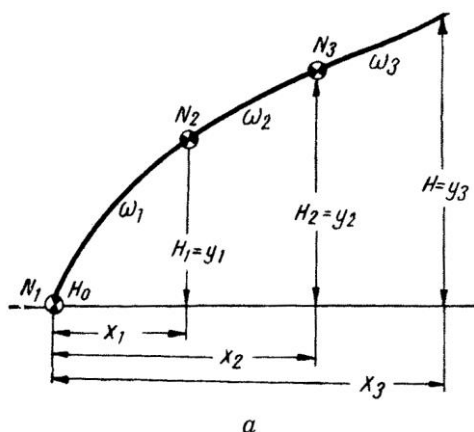


Fig. 2.69.a. Schema reliefului de formă convexă, împărțit în trei zone de irigat.

Forma la care s-a ajuns este suficientă pentru a deduce că pomparea apei pe zone este mai economică decât pomparea integrală, până la cota H .

În cazul când tot debitul $Q_1 + Q_2 + Q_3$ ar fi trimis de o singură stație de pompare la cota H , valoarea lui P_t (notată în acest caz cu N) este:

$$N = \frac{1}{75\eta} (Q_1 + Q_2 + Q_3) H \quad (2.50)$$

– Cazul al III-lea (fig. 2.69.b)

Panta terenului de formă concavă (fig. 5.69.b) se

poate asimila cu o parabolă de forma $y^{\frac{1}{2}} - 2px = 0$.

$$y^{\frac{1}{2}} = 2px \quad (2.51)$$

care ridicat la pătrat dă

$$y = cx^2 \quad (2.52)$$

în care:

$$c = (2p)^2$$

Făcând raporturile

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{H_1}{H_2} = \frac{cx_1^2}{c(2x_1)^2} = \frac{1}{4} = 0,25 \quad (2.53)$$

$$\frac{y_1}{y_3} = \frac{H_1}{H} = \frac{cx_1^2}{c(3x_1)^2} = \frac{1}{9} = 0,11 \quad (2.54)$$

Deci:

$$H_1 = 0,25H_2 = 0,11H \quad (2.55)$$

Concluziile trase în cazul al II-lea asupra puterilor totale P_t și N sunt valabile și în acest caz.

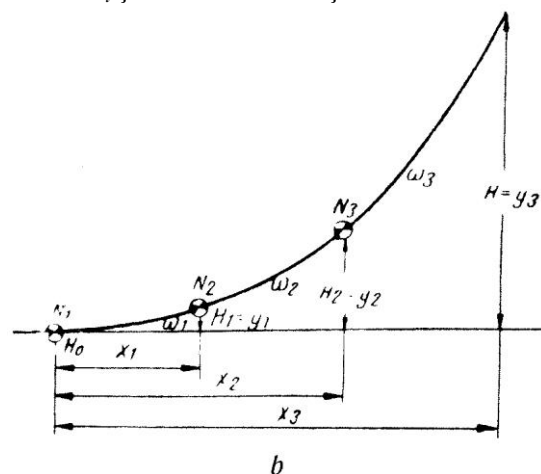


Fig. 2.69.b. Schema reliefului de formă concavă împărțit în trei zone de irigat.

– Cazul al IV-lea (fig. 2.70)

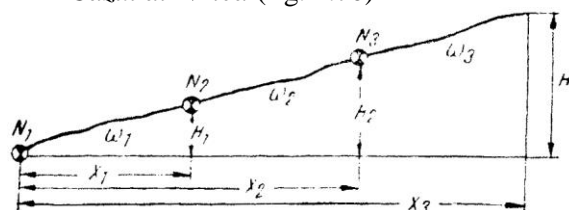


Fig. 2.70. Schema reliefului cu configurație complexă.

Dacă terenul prezintă o configurație complexă, cum este de cele mai multe ori cazul în realitate (de exemplu, în Podișul Moldovei sau Dobrogei), puterea totală P_t necesară pentru ridicarea apei pe zone se află prin relația (2.56):

$$P_t = K [\omega H_1 + (\omega_2 + \omega_3)(H_2 - H_1) + \omega_3(H - H_2)] \quad (2.56)$$

în care:

$\omega_1, \omega_2, \omega_3$ – suprafețele zonelor irigabile;

$\omega = \omega_1 + \omega_2 + \omega_3$;

H_1, H_2, H – cotele la care trebuie ridicată apa;

$$K = \frac{\lambda}{75\eta}$$

λ – valoarea hidromodulului sau a debitului specific, în l/s și ha.

$$P_t = \frac{1}{75\eta} QH_1, \text{ în care } Q \text{ este debitul total nece-}$$

sar întregii suprafețe ω , egal cu $\lambda\omega$, și înlocuind în (2.57) devine:

$$P_1 = \frac{\lambda}{75\eta} \omega H_1 \quad (2.57)$$

$$P_2 = \frac{1}{75\eta} (Q_2 + Q_3)(H_2 - H_1) = \frac{1}{75\eta} (\lambda\omega_2 + \lambda\omega_3)(H_2 - H_1) \quad (2.58)$$

$$P_3 = \frac{1}{75\eta} Q_3 (H - H_2) = \frac{\lambda}{75\eta} \omega_3 (H - H_2)$$

De la relația 2.56 se poate ajunge ușor la relația:

$$P_t = K(\omega_1 H_1 + \omega_2 H_2 + \omega_3 H_3) \quad (2.59)$$

Se vede deci că mărimea P_t este în funcție de H_1 și H_2 , adică de cotele la care se așază stațiile de pompare nr. 2 și 3, deoarece K și H sunt constante.

Trebuie să se găsească deci o relație în care să apară evident valoarea lui P_t minimă. Pentru aceasta se face următorul artificiu:

$$\omega H = \omega_1 H + \omega_2 H + \omega_3 H$$

iar

$$H = H_1 + (H_2 - H_1) + (H - H_2)$$

sau

$$H = H_2 + (H - H_2)$$

și înlocuind pe H în relația lui ωH , se găsește:

$$\begin{aligned} \omega_1 H_1 + \omega_2 H_2 + \omega_3 H &= \\ = \omega H - [\omega_1 (H_2 - H_1) + (\omega_1 + \omega_2)(H - H_2)] \end{aligned} \quad (2.60)$$

Membrul întâi reprezintă tocmai valoarea parantezei din relația (2.59) a puterii:

$$P_t = K(\omega_1 H_1 + \omega_2 H_2 + \omega_3 H)$$

Deci:

$$P_t = K \{ \omega H - [\omega_1 (H_2 - H_1) + (\omega_1 + \omega_2)(H - H_2)] \}$$

este relația care se caută pentru determinarea puterii totale minime, dat fiind că puterea totală va fi minimă în acel caz, în care expresia cuprinsă între parantezele mari va avea o valoare maximă, deoarece ωH este valoarea dată.

Valoarea maximă a expresiei indicate se află în felul următor: se determină dimensiunile suprafețelor utile pentru irigație, dirijate de curbele de nivel ale căror cote încep de la H și mai jos, adică suprafețele dirijate de curbele de nivel H ; $(H - 1)$; $(H - 2)$; ... $(H - n)$ și se întocmește un tabel cu acestea; cunoscând suprafețe de dirijare și luând diferite valori pentru H_2 și H_1 , se obțin valorile produselor $(\omega_1 + \omega_2)(H - H_2)$ și $\omega_1(H_2 - H_1)$ și se totalizează; valoarea maximă a sumei obținute va determina cotele H_1 și H_2 , care dau minimul de putere totală a stațiilor de pompare zonale.

2.2.3. ALEGEREA SOLUȚIEI DE ALIMENTARE CU APĂ A SISTEMULUI DE IRIGAȚIE

Pentru a putea compara costul (investiții și exploatare) irigației gravitaționale cu acela al irigației prin ridicarea mecanică, trebuie cunoscute condițiile de proiectare ale ambelor sisteme expuse mai sus.

Pe baza studiilor făcute se vor putea evalua cheltuielile de investiții și cele anuale de exploatare ale întregului sistem pentru toate cazurile de traseu posibile (atât pentru irigația prin ridicarea mecanică cât și pentru cea gravitațională), adică:

$$S_1 = S_1^g + S_1^m; S_2 = S_2^g + S_2^m; \dots S_n = S_n^g + S_n^m$$

în care:

$S_1, S_2, \dots S_n$ reprezintă suma cheltuielilor pentru întregul sistem după variantele traseului canalului I, al II-lea etc.;

$S_1^g, S_2^g, \dots S_n^g$ și $S_1^m, \dots S_n^m$ – suma cheltuielilor respective pentru zona irigată gravitațional și pentru cea irigată prin ridicarea mecanică pentru aceleași variante.

Evident că cea mai convenabilă soluție o dă acel caz în care S va avea valoarea cea mai mică și care se va potrivi mai bine și din punct de vedere tehnic.

2.3. CENTRE DE EVACUARE A APEI DIN SISTEMELE DE DESECARE

Apa colectată prin canalele sistemului de desecare trebuie evacuată în recipient într-un timp anumit, impus de condițiile agricole, economice și tehnice locale.

Evacuarea apei în recipient se poate face: gravitațional, prin scurgerea liberă și continuă; gravitațional, prin scurgere liberă dar intermitentă; prin ridicarea mecanică a apei; mixt.

2.3.1. ALEGEREA RECIPIENTULUI ȘI A PUNCTULUI DE EVACUARE

Premisele de la care se pornește în alegerea recipientului sunt: raportul dintre nivelurile apelor mari din recipient și din canalul principal de evacuare și costul investițiilor și exploatării instalației de evacuare.

Ca exemplu se poate cita cazul evacuării apelor din incinta Brateșul de sus, din Lunca Prutului. Acolo exista posibilitatea alegerii ca recipient între râul Prut, lacul Brateș sau canalul Covurului (Foltești – Sivița), care colectează și evacuează apele bazinului hidrografic al văii Chinejii.

A fost ales (1948) ca recipient lacul Brateș (fig. 2.71). În urma asanării parțiale a lacului Brateș (1965), evacuarea apelor din incinta Brateșului de sus se face în râul Prut, pe cale mecanică.

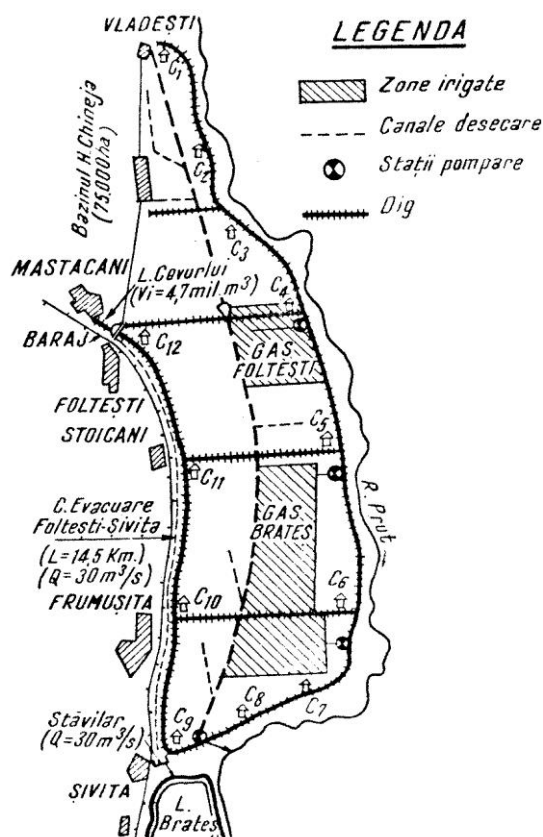


Fig. 2.71. Complexul hidroameliorativ Brateșul de Sus (S = 12.000 ha).

Recipientul unui sistem de desecare trebuie să aibă o capacitate suficientă de transport (râu) sau de acumulare (lac, bazin), pentru a primi într-un anumit timp apele colectate de canalele de desecare, iar nivelul normal al apei în recipient să se găsească aproape tot timpul (sau în perioada de vegetație) sub cota celui din canalul de evacuare, pentru a se asigura evacuarea gravitațională.

Alegerea punctului de evacuare apei în recipient depinde mai ales de poziția punctelor de cotă joasă H_i din suprafața desecabilă, de pantele admisibile ale canalelor i și de distanțele l de la aceste puncte până la recipient. Pentru ca apa să se poată scurge liber în recipient, punctul de evacuare trebuie să aibă cota H_p (luându-se în considerație norma de desecare Z și tăsarea Δh):

$$H_p = H_i - Z - \sum l_n \cdot i_n - \Delta h \quad (2.61)$$

Condițiile geologice și hidrografice vor impune alegerea definitivă a punctului de evacuare a apelor în recipient.

Pentru ca în punctul de confluență a canalului principal de evacuare cu recipientul să nu se ivească

neregularități în scurgerea apelor se indică pentru orientare condiția:

$$q_1 \sqrt{i_1} = q_2 \sqrt{i_2} = (q_1 + q_2) \sqrt{i} \quad (2.62)$$

în care:

$q_1 \sqrt{i_1}$ – este debitul și panta canalului principal de evacuare;

$q_2 \sqrt{i_2}$ – debitul și panta recipientului amonte de confluență;

i – panta recipientului în aval de confluență ($i_2 > i < i_1$).

În afară de condiția stabilită prin relația (2.62), în vederea evitării creării de vârtejuri, producerii de eroziuni, precum și a formării remuului în punctul de confluență, ca și, în general, la întâlnirea a doi curenți puternici de apă, se recomandă ca unirea lor să se facă sub un unghi $\alpha \leq 90^\circ$ (fig. 2.72).

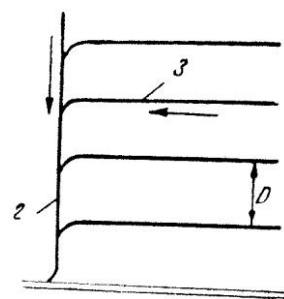


Fig. 2.72. Racordarea canalelor în plan orizontal: 1 – canal principal; 2 – colector; 3 – canalul de desecare.

Valoarea unghiului α este în funcție de debitul q și de viteza V a apei în canalul de evacuare, canal care se consideră a fi construit în același material ca și recipientul (pentru $q \leq 0,1 \text{ m}^3/\text{s}$, $\alpha = 90^\circ$; $q \geq 1 \text{ m}^3/\text{s}$, $\alpha = 45^\circ$).

2.3.2. EVACUAREA GRAVITAȚIONALĂ A APEI ÎN RECIPIENT

Această metodă de evacuare poate fi aplicată numai în cazul când cota luciului apei în canalul de evacuare este superioară aceleia din recipient în tot timpul anului – *evacuarea gravitațională continuă* – sau numai într-o parte a acestuia – *evacuarea gravitațională intermitentă*.

a. – *Evacuarea gravitațională continuă* se face în general fără instalații speciale în punctul de confluență, sau, în cazuri speciale (mai rare), prin: *consolidarea fundului* și taluzelor canalului, în cazul remuului negativ; *stăvilare*, al căror rol este de a opri eventualele ape crescute ale recipientului să intre în canalul de evacuare, sau, în caz de nevoie, de a reține în canal o coloană de apă suficientă în vederea umectării terenu-

lui; *sifonare*, în cazul când pentru a se vărsa în recipient canalul de evacuare trebuie să întretaie în apropierea acestuia un obstacol; *instalații de evacuare* practicate într-un dig (conduțe, stăvilare etc.), în cazul când condițiile locale impun îndiguirea recipientului în punctul de confluență.

b. – *Evacuarea gravitațională intermitentă* comportă următoarele măsuri și instalații suplimentare, în comparație cu evacuarea gravitațională continuă: un dig de apărare; un stăvilor regulator; un bazin de regularizare a scurgerii.

Digul de apărare are rolul de a pune la adăpost suprafața desecabilă de revărsare a apelor mari ale recipientului. El se construiește, după cum este cazul, de forma digurilor submersibile sau insubmersibile.

Stăvilorul regulator se construiește în capătul aval al canalului de evacuare, cu scopul de a permite scurgerea apei din acesta în recipient sau de a opri și a împiedica pătrunderea apelor mari ale recipientului în canal.

Formele cele mai obișnuite de instalații de evacuare sunt de tipul celor practicate în cazul evacuărilor prin diguri:

Stăvilare de evacuare cu vane (fig. 2.73) sau cu porți (fig. 2.74).

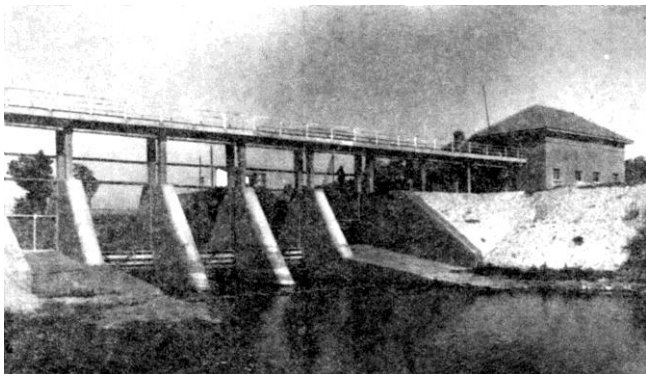


Fig. 2.73. Stăvilorul cu vane „Bătrâna – Mostiștea” (asigură funcționarea corectă a privalului Bătrâna și în scop piscicol)

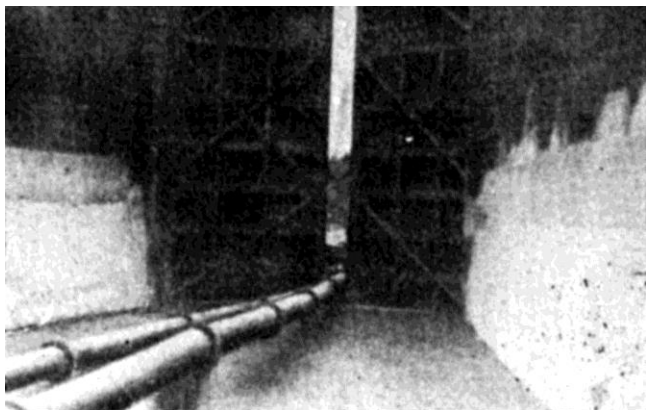


Fig. 2.74. Stăvilorul cu porți „Gad” (Sistemul de desecare Lanca – Birda, R. Timiș – S = 15.000 ha) – în timpul reparației 1956.

Prin ridicarea vanelor la stăvilarele de evacuare, scurgerea apei poate avea loc ca prin orificii mari neîmecate sau îmecate (fig. 2.75).

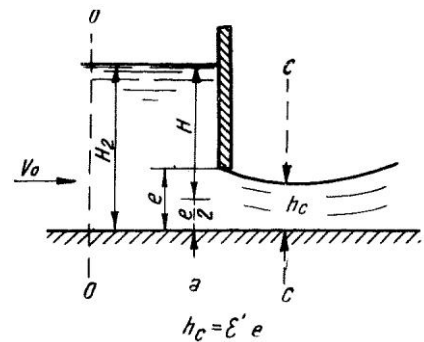


Fig. 2.75. Scurgerea apei prin orificii mari (vane): a – orificii neîmecate; b – orificii îmecate.

– Când nivelul apei din aval se află sub muchia superioară a orificiului ($h_c < e$), stăvilorul funcționează ca orificiu neîmecat (fig. 2.75.a).

Știind că aria secțiunii contractate este $\omega_c = h_c b$ (în care b este lățimea albiei) și că $\varphi = 1-0,95$, într-o albie cu fundul orizontal, debitul va fi:

$$Q = \varepsilon' \varphi b e \sqrt{2g(H_{20} - \varepsilon'_e)}$$

sau:

$$Q = \mu b e \sqrt{2g(H_{20} - \varepsilon'_e)} \quad (2.63)$$

Notând cu:

$$M = \mu \sqrt{2g} \quad (2.64)$$

relația debitului va fi:

$$Q = M b e \sqrt{H_{20} - \varepsilon'_e} \quad (2.65)$$

Când nivelul apei din aval de vană se află deasupra muchiei superioare a orificiului ($h_{av} > e$), acesta va fi *îmecat* (fig. 2.75, b). Imediat în aval de vană se stabilește o înălțime a apei $h_z < h_{av}$. În acest caz, determinarea debitului se face cu formula:

$$Q = \mu b e \sqrt{2gZ_0} = M b e \sqrt{Z_0} \quad (2.66)$$

Conduțele din beton, metal sau lemn, cu vane cu închidere automată (clapet) sau comandă (fig. 2.76 a, b) sunt cele mai răspândite instalații de evacuare ce străbat digul.

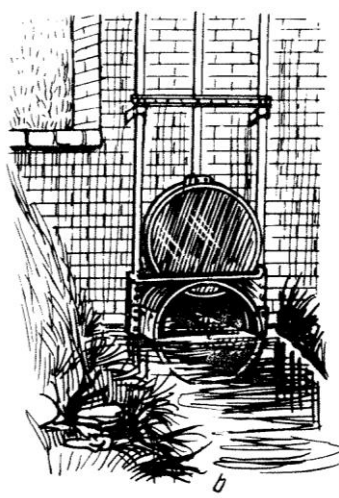
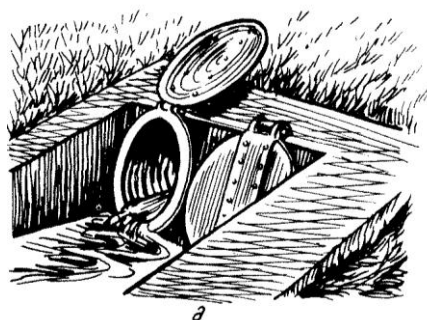


Fig. 2.76. Stăvilar tubular: a – cu vană metalică cu închidere automată (clapet); b – cu vană metalică acționată mecanic (R. Crișul Negru – Sistemul de desecare „Sintea-Zerind”).

În fig. 2.77 se arată o instalație de evacuare, compusă din două tuburi de beton cu $\Phi_i = 1,50$ m. Digul fiind carosabil, are o lățime la coronament dictată de cerințele circulației.

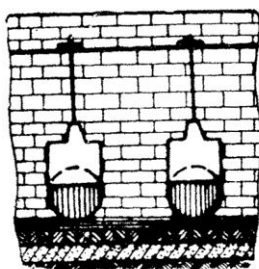
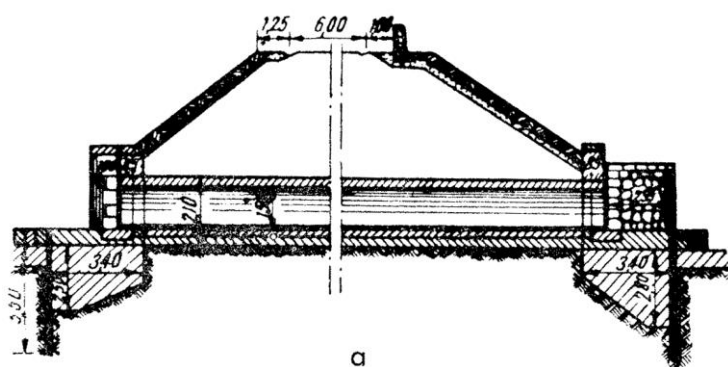


Fig. 2.77. Instalație de evacuare cu tuburi din beton și cu vane acționate manual: a – secțiune transversală prin dig; b – vedere din față.

Conductele care străbat rambleele funcționează de obicei înecat și se calculează cu formula generală a conductelor scurte înecate:

$$Q = M_c \omega \sqrt{Z}$$

în care

$$M_c = \mu_c \sqrt{2g}$$

Coeficientul de debit al conductei (μ_c) se va calcula, în cazul unei conducte de formă oarecare, cu ajutorul relației;

$$\mu_c = \frac{1}{\sqrt{\frac{\lambda l}{4R} + \sum \zeta_{loc}}}$$

Conductele în sifon asigură evacuarea apelor colectate de către sistemul de desecare în recipient, prin sau peste un dig (fig. 2.78).

La calculul hidraulic al conductelor în sifon (conducte scurte), problemele ce se pun sunt: determinarea debitului care se scurge prin conductă Q , a diferenței de nivel sub care se face scurgerea z și a determinării diametrului Φ cu ajutorul relației de bază:

$$Q = \mu_c \omega \sqrt{2Z} = M_c \omega \sqrt{Z} \quad (2.66)$$

Problema specifică în cazul conductelor sifonate este aceea a determinării înălțimii limită de ridicare a lichidului în sifon h_s .

Se știe că, în acest caz, prin aplicarea relației lui Bernoulli între secțiunea corespunzătoare planului nivelului liber (A.m) și între secțiunea cea mai ridicată din cotul conductei se ajunge la relația:

$$\frac{P_a}{\gamma} - \frac{P_2}{\gamma} = \frac{P_v}{\gamma} = h_{vac} = h_s + \frac{v^2}{2g} (1 + \sum \zeta)$$

din care rezultă:

$$h_s = h_{vac} = \frac{v^2}{2g} (1 + \sum \zeta) \quad (2.67)$$

Considerând $\frac{P_t}{\gamma} \approx 3,24$ m H_2O , rezultă:

$$\frac{v}{\gamma} > 3,24 - 10,33 \approx -7$$

Pentru dimensionarea justă a unei instalații de evacuare trebuie cunoscut cât mai exact hidrograful recipientului.

Un studiu hidrometric temeinic dă posibilitatea întocmirii graficului variațiilor de nivel al apei în recipient (fig. 2.79).

În funcție de acesta se pot stabili: timpul când trebuie închisă vana de evacuare, timpul cât poate sta închisă, volumul de apă care se poate acumula în spatele vanei de evacuare în timp cât este închisă, debitul pentru care trebuie dimensionată instalația de evacuare.

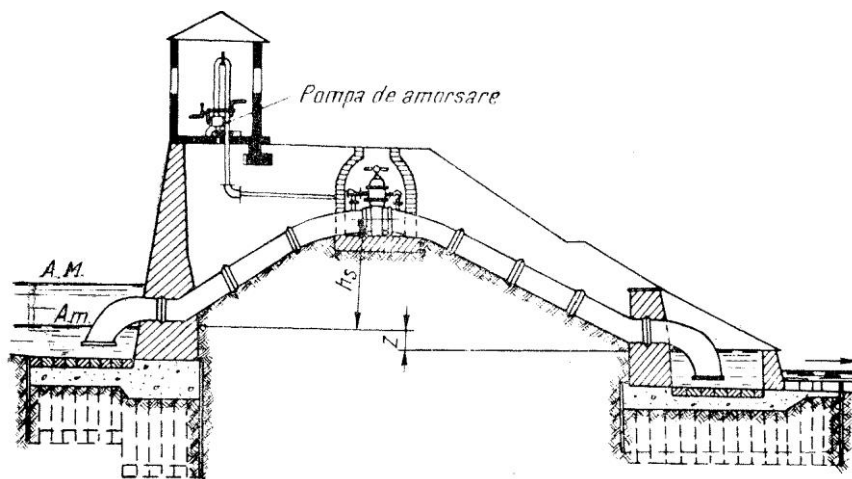


Fig. 2.78. Sifon prin dig

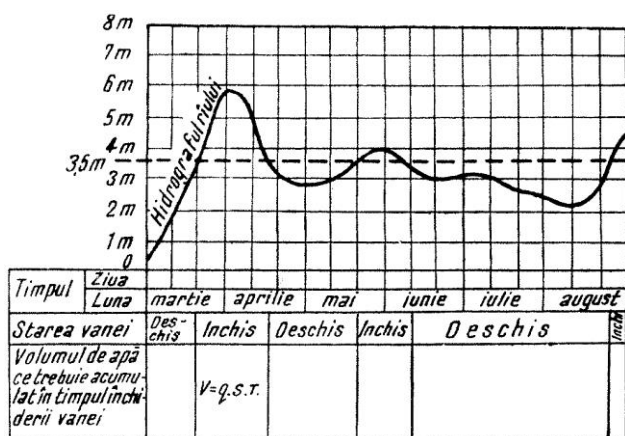


Fig. 2.79. Graficul de exploatare al vanei de gardă, conform hidrografului recipientului: q – modulul scurgerii; S – suprafața desecabilă; T – timpul cât stă închisă vana.

Bazinul de regularizare a scurgerii. Debitul de desecare Q care nu poate fi evacuat în recipient atunci când nivelul apei acestuia este superior celui din canalul de evacuare, deci în timpul T cât vana stă închisă, trebuie acumulat într-un bazin de regularizare V , pentru a se evita inundarea terenurilor desecabile: $V = QT$.

În cazul când rezerva de acumulare a rețelei de canale de desecare este atât de mare, încât să permită acumularea întregului volum V de apă care nu poate fi scursă în recipient, în timpul apelor maxime ale acestuia, amenajarea unui bazin suplimentar de acumulare devine inutilă.

c. – Cazuri particulare de evacuare gravitațională

În afară de cazurile generale de evacuare gravitațională continuă și intermitentă, condițiile naturale ale unei regiuni desecabile pot prezenta o serie de cazuri particulare.

1) Dacă în punctul indicat pentru evacuarea canalului principal de evacuare se varsă în recipient un afluent al său (fig. 2.80), se studiază posibilitatea eva-

cuării apelor în afluent, unind gura de evacuare a canalului principal cu afluentul, evitând astfel execuția unei instalații de evacuare.

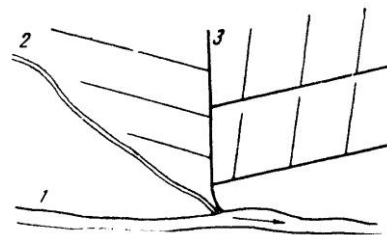


Fig. 2.80. Alegerea unui punct comun de evacuare a apei: 1 – recipient; 2 – afluent; 3 – canal principal de evacuare.

2) Dacă în punctul ales pentru evacuarea apelor de desecare recipientul prezintă niveluri mai ridicate, pentru asigurarea evacuării gravitaționale se construiește, paralel cu recipientul, un canal de pantă I mai mică decât panta recipientului i și de lungimea L , ce primește apele tuturor canalelor de evacuare ale sistemului și care se varsă într-un punct aval cu nivelul apelor mai scăzut (fig. 2.81).

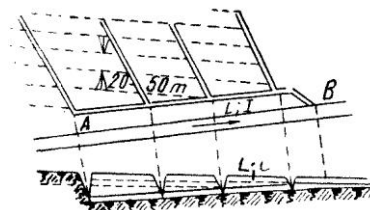


Fig. 2.81. Evacuarea apei printr-un canal paralel cu recipientul.

În punctul de vărsare, nivelul apei va fi superior celui din recipient cu o înălțime: $h = L(i - I)$. Dacă recipientul este îndiguit, canalul de evacuare trebuie și el îndiguit pe ambele părți, la vărsare în recipient, pe lungimea în care se face simțit remuul (fig. 2.82).

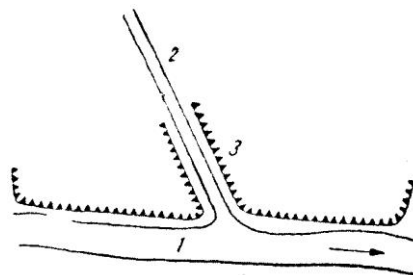


Fig. 2.82. Îndiguierea canalului de evacuare în zona punctului de evacuare: 1 – recipientul; 2 – canalul de evacuare; 3 – digul.

3) Cursurile de apă cu caracter torențial care transportă material aluvionar grosier în cantitate mare nu sunt indicate ca recipienti. Totuși, în situația în care nu se găsește alt recipient, punctul de evacuare se va

alege într-un loc mai adăpostit, unde nu este pericol de a fi obstruat.

4) Dacă unitatea este străbătută de un curs de apă cu un regim variabil, care inundă în anumite perioade terenul desecat, se indică fie trecerea parțială sau totală a apelor acestui curs prin canalul de centură al unității desecabile (fig. 2.83), fie folosirea albiei cursului de apă ce trece prin zona joasă, drept canal principal de evacuare al sistemului de desecare.

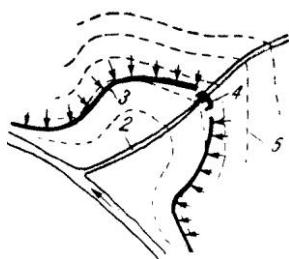


Fig. 2.83. Dirijarea unui curs de apă prin canale de centură: 1 – recipient; 2 – afluent; 3 – canal de centură; 4 – stăvilă; 5 – curbe de nivel.

5) Dacă la trecerea debitelor maxime pe canalul principal de evacuare se pot produce inundații pe anumite sectoare, se îndiguiește canalul; pentru trecerea apelor din canalul colector principal în canalul principal de evacuare se execută treceri prin dig, de tip tubular, prevăzute cu clapete ce se deschid sub presiunea apei (fig. 2.84).

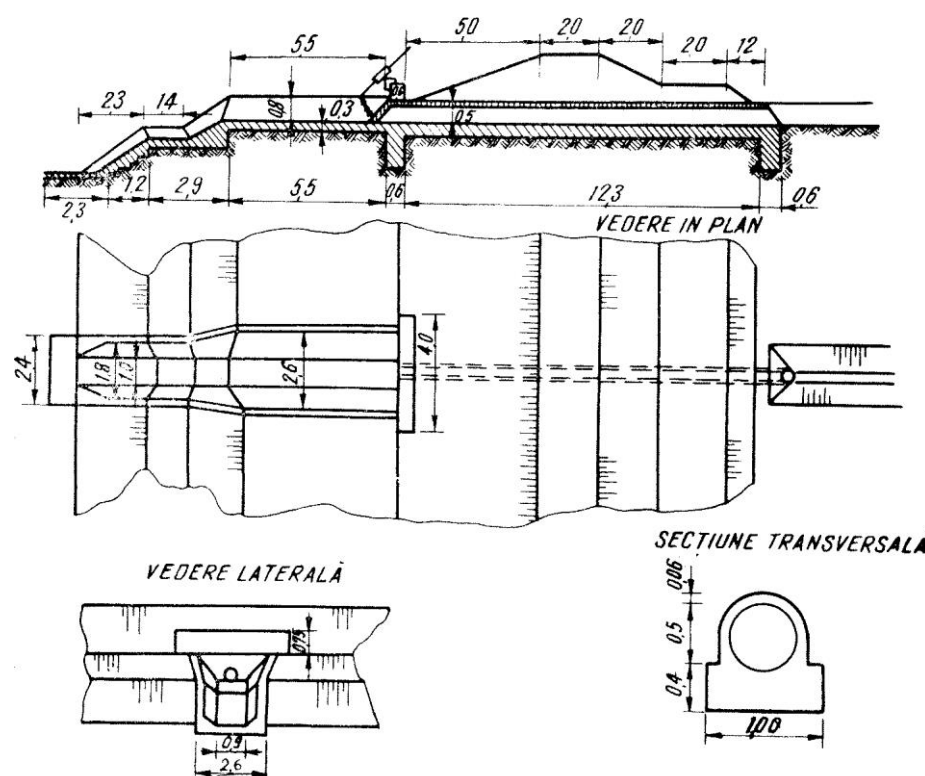


Fig. 2.84. Schița trecerii prin dig (vană tubulară cu clapet) pentru evacuarea apelor interne (sistemul de desecare Cernei – Tăut – $S = 30.000$ ha).

2.3.3. EVACUAREA PRIN RIDICAREA MECANICĂ A APEI ÎN RECIPIENT

Dacă nivelul apei în recipient este, în tot timpul cât urmează să se facă evacuarea apelor colectate, superior nivelului apei din canalul principal de evacuare, singura metodă de evacuare folosită este aceea prin *ridicare mecanică, prin pompare*.

Dacă însă nivelul apei din recipient are fluctuații mari, astfel că perioade cu niveluri superioare apei din canalul principal de evacuare sunt succedate de perioade în care nivelul apei din recipient este inferior nivelului apei din canalul principal de evacuare, se poate adopta metoda mixtă de evacuare (fig. 2.85).

Instalațiile și metodele de evacuare se diferențiază și după natura sistemului de desecare, și anume: la sistemele orizontale, evacuarea se poate face prin ridicarea mecanică sau mixtă, iar la sistemele verticale, numai prin ridicare mecanică (centralizat sau descentralizat).

2.3.3.1. Evacuarea apei din sistemele de desecare orizontale prin ridicare mecanică

În cazul evacuării apei prin ridicare mecanică trebuie folosite la maximum condițiile naturale ale terenului, pentru a realiza maximum de avantaje și a obține instalații de ridicare a apei cât mai economice din punctul de vedere al cheltuielilor de investiții și de exploatare. În acest scop trebuie urmărită reducerea, pe cât posibil, a produsului $Q_e \cdot H$.

Aceasta se realizează prin reducerea cantității de apă ce trebuie evacuată prin ridicare mecanică sau prin reducerea înălțimii la care trebuie ridicată apa pe cale mecanică (înălțimea manometrică).

– Reducerea cantității de apă ce trebuie evacuată se realizează prin oprirea apelor străine, provenite de pe terenuri înalte sau din revărsările râurilor, evacuându-le pe cele dintâi gravitațional prin canale de centură (fig. 2.86) duse pe linia de separație, sau prin canale îndiguite A, trasate prin zona joasă (fig. 2.87) și oprindu-le pe celelalte prin îndiguiri.

– Reducerea înălțimii H , la care trebuie ridicată apa, se realizează prin reducerea adâncimii la punctul de aspirație (micșorând pantele canalelor până la 0,5‰) și

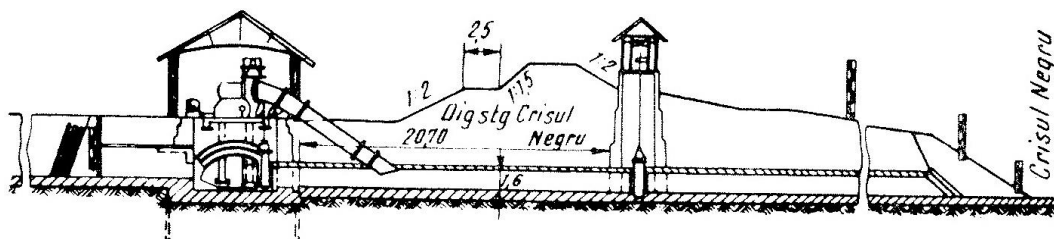


Fig. 2.85. Schema evacuării mixte la stația de pompare Zerind (Sistemul de desecare Sinteia – Zerind – Hanieș – Vârșand $S = 20.500$ ha)

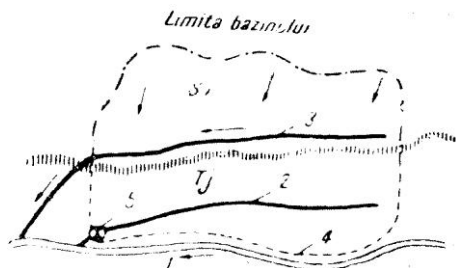


Fig. 2.86. Evacuarea prin pompare a apelor din zona joasă și gravitațional prin canal de centură, a celor de pe terenurile înalte: 1 – râu; 2 – canal principal de evacuare; 3 – canal de centură; 4 – dig; 5 – stație de pompare.

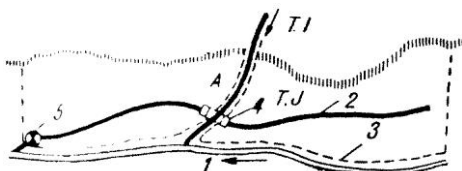


Fig. 2.87. Transportarea apelor de pe terenurile înalte prin zona joasă cu un canal îndiguit: 1 – râu; 2 – canal principal de evacuare; 3 – dig; 4 – sifon; 5 – stație de pompare.

prin amenajarea unui bazin-rezervor de sosire (la capătul canalului principal de evacuare), care va avea și rolul reducerii amplitudinii nivelurilor H .

Reducerea înălțimii de ridicare mecanică a apei se mai realizează prin folosirea în modul cel mai rațional a condițiilor orohidrografice, care prezintă diferite cazuri:

– Dacă în mijlocul suprafeței desecabile se afla o depresiune D , din care apele ce se adună nu se pot evacua în recipient decât prin ridicarea mecanică, atunci în vederea reducerii înălțimii de pompare este indicat să se plaseze instalația de pompare chiar lângă depresiune, la începutul canalului de evacuare, 2, care transportă apa ridicată mecanic în recipient (fig. 2.88).

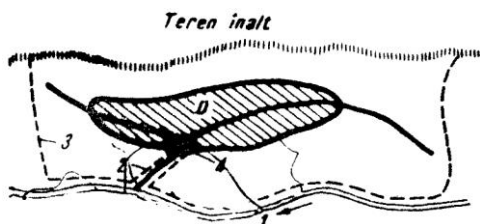


Fig. 2.88. Evacuarea apei din depresiune cu ajutorul stației de pompare și a canalului de evacuare: D – depresiunea; 1 – râul; 2 – canalul de evacuare; 3 – digul; 4 – stația de pompare.

– Dacă unitatea desecabilă are o formă mult alungită, este indicat să se ia în studiu soluția evacuării apei pe sectoare cu înălțimi asemănătoare, separate prin diguri de compartimentare (fig. 2.89), sau făcând parte dintr-o singură unitate îndiguită (fig. 2.90), după condițiile naturale și tehnice respective.

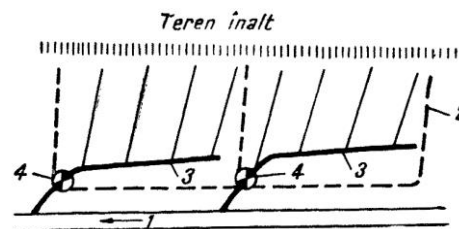


Fig. 5.89. Evacuarea apei prin ridicare mecanică, pe sectoare compartimentate: 1 – râul; 2 – digul; 3 – canalul de evacuare; 4 – stația de pompare.

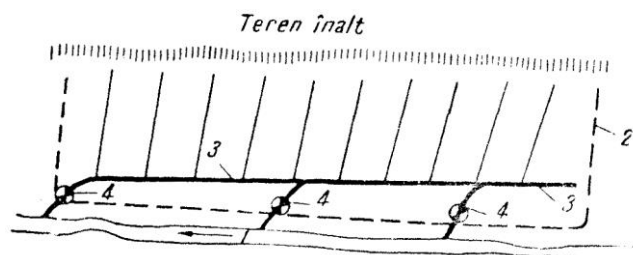


Fig. 2.90. Evacuarea apei prin ridicare mecanică pe sectoare, în același compartiment: 1 – râul; 2 – digul; 3 – canalul de evacuare; 4 – stația de pompare.

Pentru a evita pătrunderea apelor din recipient pe suprafața desecabilă, în timpul viiturilor, recipientul și, dacă este cazul, canalul de evacuare al instalației de pompare se îndiguesc.

Astfel se scurtează și se reduc dimensiunile canalului de evacuare, spre deosebire de cazul când toată apa ar trebui evacuată printr-o singură instalație de pompare (fig. 2.91); puterea agregatelor de pompare se reduce, iar posibilitatea de reglare a regimului de apă în canalele de colectare și evacuare se mărește.

Normele practice arată că nu este indicat să se atribuie instalațiilor de pompare canale de evacuare cu lungimi mai mari de 5-6 km.

Însă fiind nevoie de mai multe stații de pompare, costul ridicării unui metru cub de apă revine mai scump, mărindu-se cheltuielile cerute de construirea și exploatarea mai multor stații de pompare de putere mai mică, instalate în puncte diferite.

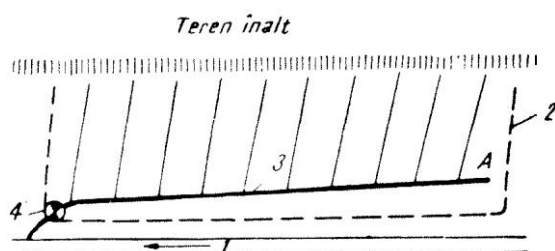


Fig. 2.91. Evacuarea apei în recipient printr-o singură stație de pompare: 1 – râul; 2 – digul; 3 – canalul de evacuare; 4 – stație de pompare.

– Dacă unitatea desecabilă prezintă suprafețe (zone) de altitudine diferită – crescând înspre recipient – nu este indicat să se facă evacuarea apei printr-o singură instalație de pompare amplasată lângă recipient, deoarece aceasta ar implica construirea unui canal de

evacuare cu adâncimi variate, crescând și ele înspre recipient, ci evacuarea apei să se facă pe zone de înălțimi diferite (fig. 2.92).

Întregul proces de evacuare se realizează prin existența unui ansamblu hidrotehnic al evacuării (fig. 2.93), prevăzut cu un canal de evacuare și instalații de ridicare mecanică a apei.

a. *Canalul de evacuare* compus din două părți despărțite între ele prin instalația de pompare – partea de sosire și cea de descărcare –, are rolul de a colecta apele tuturor canalelor colectoare, și de a colecta apele infiltrate din recipient prin și pe sub dig, de a transporta apele colectate la instalația de pompare.

Canalul de sosire se construiește în apropierea instalației de ridicare mecanică a apei cu taluze mai înclinate ($1/2-1/3$), când sunt de așteptat viteze mari în

scurgerea apei, sau când nivelul apei din canal este supus unor variații însemnate. Canalul de descărcare trebuie să permită scurgerea liberă spre recipient a apei pompate și poate fi de formă deschisă sau închisă.

b. *Bazinul instalațiilor de ridicare mecanică* a apei este compus din bazinul de sosire (aspirație), amplasat în fața instalației, cu rol de a primi, înmagazina și distribui apa agregatelor de pompare, precum și din bazinul de descărcare, amplasat după instalație, având rolul de a micșora viteza de scurgere a apei spre recipient. Când apa este tri-

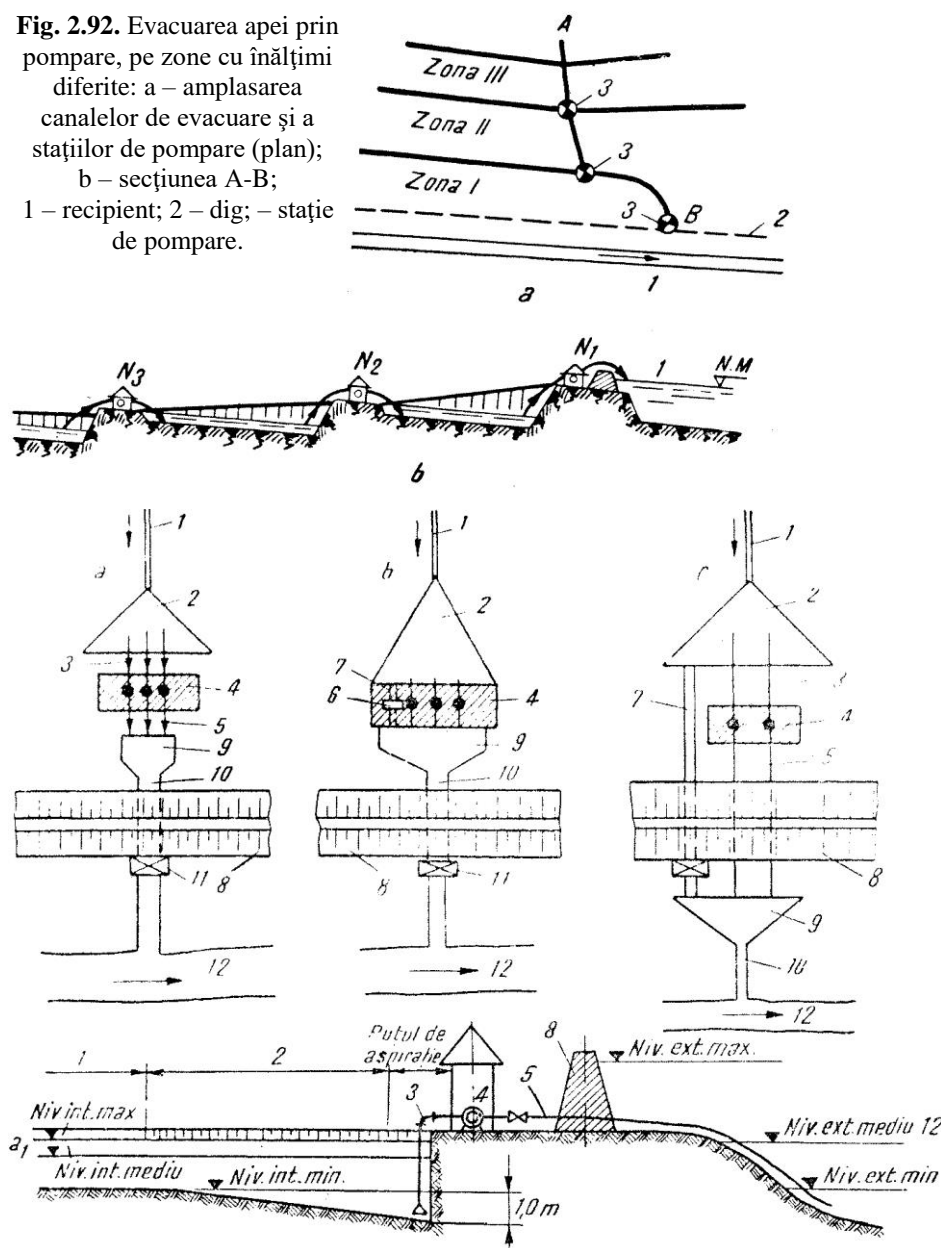


Fig. 2.93. Schema generală a ansamblului hidrotehnic pentru pomparea apei din canalul principal de evacuare: a, b, c – plan și a₁ – secțiune longitudinală; a și a₁ – evacuarea prin pompare; b – evacuarea mixtă (cu canal pentru scurgere liberă prin subsolul stației); c – evacuarea mixtă (cu canal pentru scurgere liberă separat de stație); 1 – canal principal de evacuare; 2 – bazinul de compensare; 3 – conductă de aspirație; 4 – clădirea stației de pompare; 5 – conductă de refulare; 6 – stăvilul pentru descărcarea gravitațională; 7 – canal pentru descărcarea gravitațională; 8 – dig de apărare; 9 – bazin de refulare; 10 – canal de descărcare; 11 – stăvilul de descărcare; 12 – recipient.

misă în recipient direct prin conducta de refulare a stației de pompare, bazinul de descărcare lipsește.

Bazinul de sosire servește atât ca bazin de compensare, pentru regularizarea scurgerii și uniformizarea funcționării instalației de pompare, cât și ca bazin de oprire a corpurilor străine, care ar putea uza și defecta pompele și conductele. Deoarece construirea de bazine artificiale necesită cheltuieli mari, se pot folosi ca bazine unele depresiuni locale, lacuri, gropi interioare, brațe închise de râuri etc., care trebuie amenajate în acest scop.

În unele situații, în locul bazinelor se pot folosi canalele sistemului de desecare, a căror capacitate se mărește, sau se permite, în mod excepțional, o oarecare inundare a unei părți din suprafața desecabilă situată în apropierea punctului de evacuare.

La proiectarea bazinului de sosire sunt de rezolvat două probleme: *volumul bazinului și regimul de funcționare al bazinului și agregatelor de pompare*, pentru a căror rezolvare trebuie să se cunoască:

– *Adâncimea bazinului H și nivelul maxim al apei din bazin*, care se stabilește astfel încât fundul bazinului să se găsească cu 0,50-0,70 m sub fundul canalului de sosire, iar nivelul apei din bazin nu trebuie să depășească nivelul admisibil al apei în sistemul de desecare.

– *Debitul de apă care trebuie evacuat Q_e* reprezintă suma debitelor provenite din scurgerea de suprafață și subterană precum și din infiltrațiile prin și pe sub dig. Pentru unități desecabile, care au o suprafață sub 1.000 ha, literatura tehnică de specialitate indică, orientativ, pentru proiectarea instalațiilor de ridicare mecanică a apei, ca modul de scurgere, $q = 1,3-1,8$ l/s-ha.

– *Durata de pompare a apei din bazin* variază în cursul unui an în funcție de volumul de apă care trebuie evacuat, de timpul în care trebuie evacuat acest volum de apă, de durata și frecvența nivelurilor mari de apă din recipient, când evacuarea gravitațională nu este posibilă, de condițiile climatice locale etc. Datele experimentale au dovedit că, în mod practic, timpul mediu de funcționare a instalațiilor de evacuare prin ridicarea mecanică a apei din sistemele de desecare este de 15-20% într-un an, adică de 50-110 zile pe an¹.

– *Volumul bazinului*. La determinarea volumului trebuie să se aibă în vedere și faptul dacă în anumite perioade de timp este posibilă și o evacuare gravitațională, deci o evacuare mixtă. Dacă se consideră că volumul de apă V_1 ce trebuie evacuat în timpul t de pe întreaga

suprafață desecabilă S pentru modulul de scurgere q este:

$$V_1 = q \cdot S \cdot t \quad (2.68)$$

iar debitul instalației de pompare este $Q < q \cdot S$, rezultă că volumul V util al bazinului este:

$$V = (q \cdot S - Q)t \quad (2.69)$$

Volumul util V se alege în funcție de debitul total de evacuare Q_c , de timpul de pompare t , ca și de condiția neinundării unei părți din suprafața desecabilă.

Dacă instalația de ridicare a apei nu are bazin de regularizare a scurgerii (de compensare), timpul t_1 în care va avea loc inundarea suprafeței ω va fi:

$$t_1 = \frac{V}{Q} = \frac{qS}{Q}t - t \quad (2.70)$$

În practica proiectării se întâlnesc trei cazuri:

- se dă debitul pompelor și se cere să se determine capacitatea bazinului de compensare;
- se dă capacitatea bazinului de compensare și se cere să se determine debitul pompelor;
- se cere să se determine capacitatea cea mai economică a bazinului de compensare și debitul economic al pompelor.

Cazul trei, care interesează îndeosebi, se poate rezolva prin mai multe metode. Ing. S.I. Mendel dă o metodă de calcul, care se bazează pe dependența constantă între capacitatea bazinului de compensare W și debitul pompelor Q_p sau debitul canalului de evacuare aval de bazin. Prin aceasta stabilește: capacitatea maximă necesară a bazinului de compensare W_K , corespunzătoare unei ploi cu o durată superioară celei critice

t_K ; pentru aceleași valori ale raportului $\frac{W}{W_K}$ corespund

aceleași valori ale raportului $\frac{Q_p}{Q_c}$, în care Q_c este de-

bitul de calcul (valoarea maximă a debitului afluent).

Pe baza datelor rezultate din calcule s-a întocmit

diagrama $\frac{W}{W_K} = f\left(\frac{Q_p}{Q_c}\right)$ reprezentată în figura 2.94

sub forma unei hiperbole, care se poate exprima:

$$\frac{W}{W_K} = a + b \cdot \frac{Q_p}{Q_c} \quad (2.71)$$

în care a și b sunt coeficienți cu valori constante (S. I. Mendel) $a = 0,664$ și $b = 0,232$.

Din cele de mai sus rezultă că aplicarea acestei metode de calcul comportă următoarele: se determină diagrama triunghiulară a scurgerii, cu baza $2t_K$ și înălțimea Q_c , cunoscându-se durată critică a ploii t_K și debitul maxim Q_c ; se alege debitul pompelor Q_p și rezultă capacitatea bazinului de compensare W_K ; se determină va-

¹ În majoritatea sistemelor de desecare din țara noastră, evacuarea prin pompare nu durează mai mult de 30 de zile pe an, iar în unele perioade secetoase se întâmplă ca stațiile de pompare să nu funcționeze și ani în șir. În scopul reducerii duratei de amortizare a stației de pompare s-a extins folosirea mixtă a acestora și pentru irigație.

loarea raportului $\frac{W}{W_K}$ fie cu ajutorul raportului $\frac{Q_p}{Q_c}$, fie cu ajutorul ecuației 2.71, fie din diagrama din fig. 2.94.

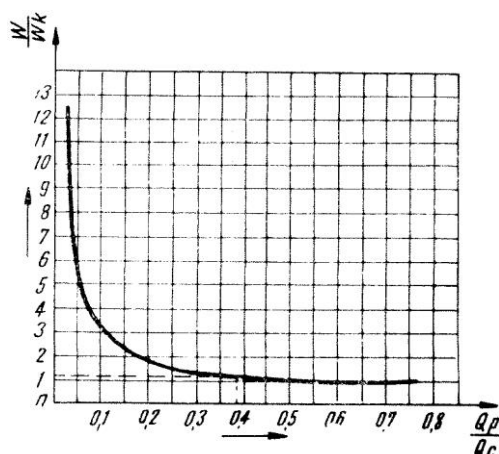


Fig. 2.94. Variația raportului $\frac{W}{W_K}$ în funcție de $\frac{Q_p}{Q_c}$.

Determinarea debitului economic instalat se face prin încercări, ținându-se seama ca valoarea totală a cheltuielilor anuale de exploatare, plus cota de amortizare a instalației de pompare să fie minime.

Prin automatizarea și telecomanda instalațiilor de pompare se va reduce volumul bazinului (prin încărcarea, pornirea și oprirea diferitelor agregate la timp înainte programat).

Puterea instalațiilor de pompare și modul de alegere a agregatelor. În general, pentru stabilirea puterii totale a instalației de pompare se iau în considerație cele mai grele condiții: perioada cea mai scurtă de pompare t ; înălțimea maximă de ridicare a apei H ; debitul maxim de evacuare.

Pentru a cunoaște în orice moment variația înălțimii de ridicare a apei prin pompare, trebuie stabilită curba raportului dintre volumele de apă din bazin și înălțimea apei din el, $H = f(V)$.

Înălțimea maximă H de luat în calculul instalației de pompare va reprezenta valoarea diferenței dintre nivelul minim al apei în bazin și nivelul maxim în recipient. Puterea instalației va fi:

$$N_{cp} = \frac{\gamma Q H_m}{75 \eta} \text{ și } N_{kw} = \frac{\gamma Q H}{102 \eta} \quad (2.72)$$

La alegerea agregatelor de pompare trebuie să se țină seama de valoarea debitului și a înălțimii maxime de ridicare. Se întocmesc graficele de variație a debitelor, a înălțimii de ridicare a apei și a puterii, în funcție de care se alege numărul de agregate.

Stațiile de ridicat apă și instalațiile lor. Aici se face numai o sumară prezentare, în măsura necesității înțelegerii funcționării complexe a sistemului de desecare.

Tehnica desecării datând din timpuri îndepărtate, este firesc că și instalațiile de ridicat apă să fi suferit mari modificări, până s-a ajuns la tipurile moderne de stații de pompare. În trecut au ocupat un rol important în evacuarea apei șuruburile hidraulice (șurubul lui Arhimede), care se folosesc și în prezent pentru înălțimi mici de ridicare ($H < 4$ m), având lungimi mici de refulare ($L_r < 10$ m), și când nivelul apei de pompat (în bazinul sau canalul de evacuare) nu prezintă variații mari.

În trecut, șuruburile erau acționate manual, în prezent sunt acționate mecanic (fig. 2.95.a). Ele pot fi descoperite sau închise.

Șuruburile hidraulice descoperite pot fi construite din lemn sau metal, cu un unghi de 30° și cu înălțime de ridicare a apei $H_m = 3$ m.

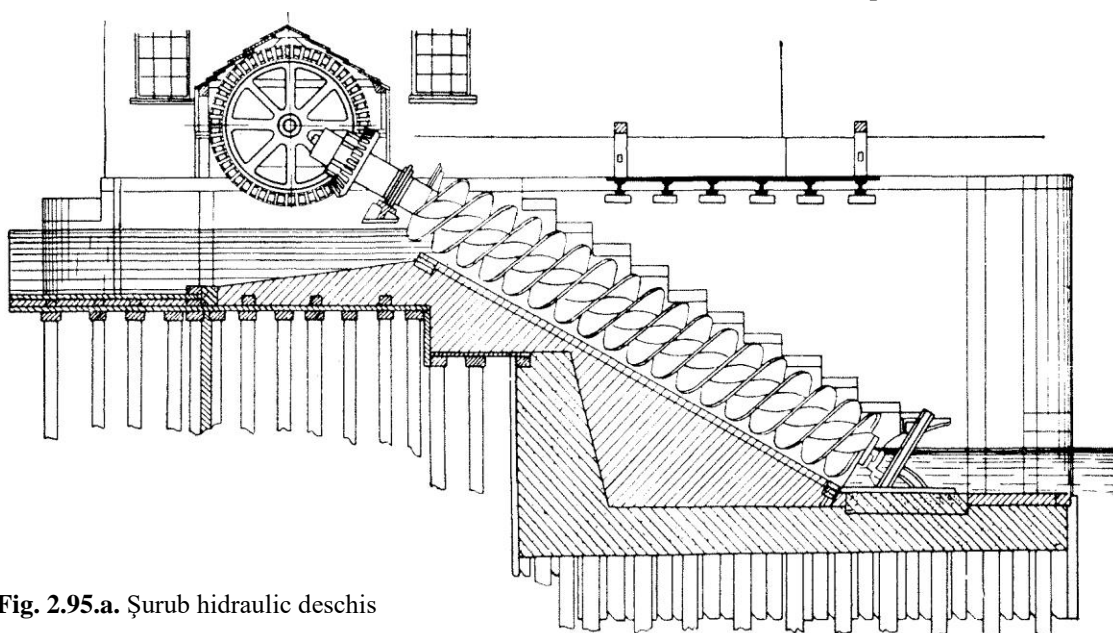


Fig. 2.95.a. Șurub hidraulic deschis

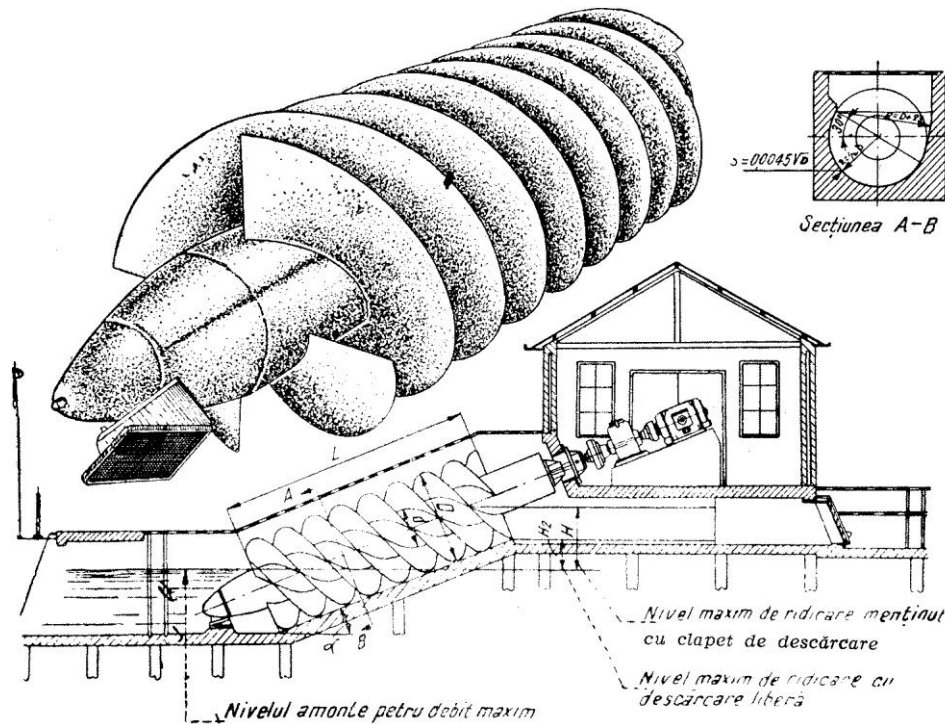


Fig. 2.95.b. Șurub hidraulic – detalii de amplasare.

Debitul Q pe care îl dă șurubul descoperit, în funcție de: numărul de pasuri z , rotații pe minut n , randament η ($\eta = 0,6-0,7$ șuruburi descoperite și $0,7-0,75$ închise), precum și volumul de apă (q_v) ridicat prin deplasarea unui pas, este:

$$Q = \eta \frac{n \cdot z}{60} q_v \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (2.73)$$

Șuruburile hidraulice închise se află într-o carcasă și au o înălțime de ridicare a apei de maximum 4 m (fig. 2.95.b).

Pentru nevoile desecării, când sunt de evacuat debite mari, se pot folosi pompele centrifuge, axiale (elicoidale) și cele diagonale. În cazul când sunt de ridicat debite mari la înălțimi mici, sunt folosite pompe de construcție simplă, la care rotorul pompei se montează într-o cameră (fig. 2.96), iar conductele de aspirație și refulare lipsesc.

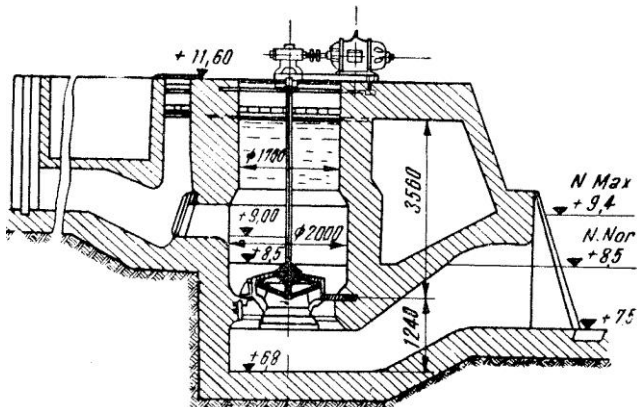


Fig. 2.96. Stație de pompare înecată.

Pentru acționarea dispozitivelor de ridicat apă pot fi folosite motoarele termice, electromotoarele, motoarele eoliene; tendința este de a se electrifica toate stațiile de pompare).

Din punctul de vedere al înălțimii de așezare a pompelor față de nivelul apei în bazinul de sosire (aspirație) se deosebesc:

a. *Instalații submerse (înecate)*, la care rotorul pompei este înecat, adică așezat sub nivelul cel mai scăzut al apei din bazinul de aspirație (v. fig. 2.96).

b. *Instalații cu sifon*. La acestea, pompa și părțile superioare ale conductelor sunt situate deasupra nivelului apelor maxime din exterior, astfel că nu poate exista pericol de scurgere inversă a apei – din exterior spre interior (fig. 2.97)

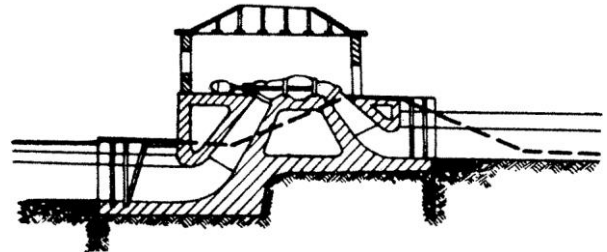


Fig. 2.97. Stație tip sifon.

Între cele două categorii de instalații – submerse și cu sifon – mai există încă două forme intermediare:

c. *instalațiile submerse cu sifon*, la care pompa se instalează sub nivelul cel mai scăzut al apei din interior, iar conducta de refulare peste nivelul maxim al apei în exterior;

d. *instalațiile medii cu sifon*, la care pompa se instalează sub nivelul apelor celor mai mari din exterior, însă deasupra apelor medii maxime, astfel că instalația obținută este o dispoziție intermediară de sifon.

Din punct de vedere constructiv al părților componente și al amplasării, la orice instalație de ridicat apa se disting mai multe părți: *bazinul de aspirație, sala mașinilor, bazinul de descărcare (refulare)*.

După modul cum sunt amplasate aceste trei părți, stațiile de pompare pot fi:

a. – *de tip separat*, cu cele trei părți separate una de alta (fig. 2.98)

b. – *de tip bloc*, cu cele trei părți (sala mașinilor și cele două bazine) concentrate într-o singură construcție, care se amplasează în corpul propriu-zis al digului (v. fig. 2.96 și fig. 2.99).

c. – *de tip semiseparat*, care au bazinul de aspirație și sala mașinilor în aceeași construcție, iar bazinul de refulare separat (fig. 5.100).

d. – *stații de pompare cu cameră de presiune*, care sunt tot de tip bloc, însă între construcția stației propriu-zise și stăvilul regulator de evacuare se află intercalată o cameră de presiune (fig. 2.101),

Toate stațiile de pompare menționate până acum sunt de tip permanent.

Construcția stației de pompare se poate face și de tip provizoriu (fig. 2.102), folosindu-se ca material de construcție lemnul.

Întrucât în asemenea condiții este greu de realizat o construcție din lemn care să nu sufere nici o deplasare, se folosesc instalații de pompare mobile (fig. 5.103).

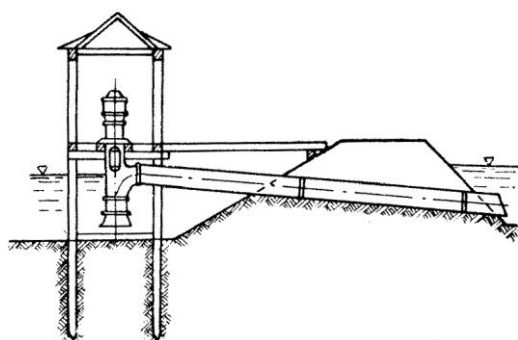


Fig. 2.102. Sistem provizoriu de construcție cu pompa verticală.

2.3.3.2. Evacuarea apei din puțurile de drenaj prin ridicarea mecanică

În funcție de modul cum se colectează și se evacuează apa, drenajul vertical poate fi realizat fie din puțuri absorbante, fie din puțuri de drenaj,

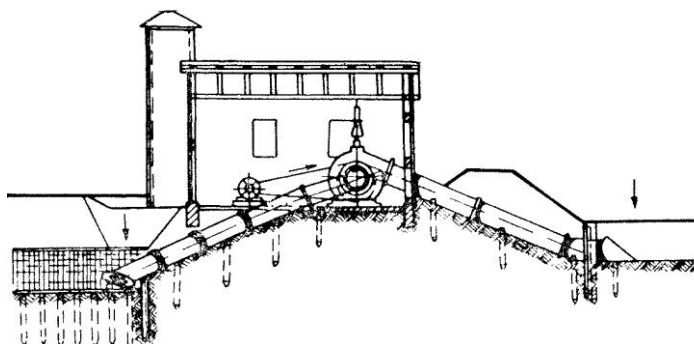


Fig. 2.98. Sistem de construcție separat cu dispoziția în sifon.

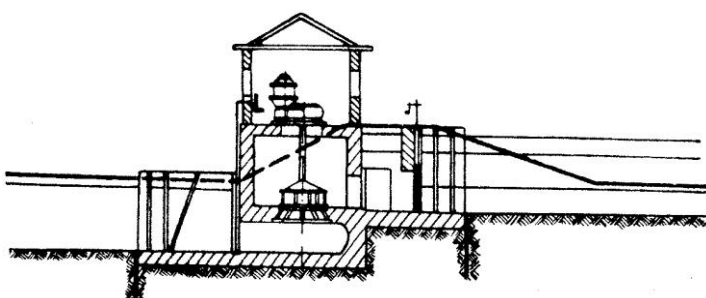


Fig. 2.99. Sistem de construcție bloc cu pompa înecată.

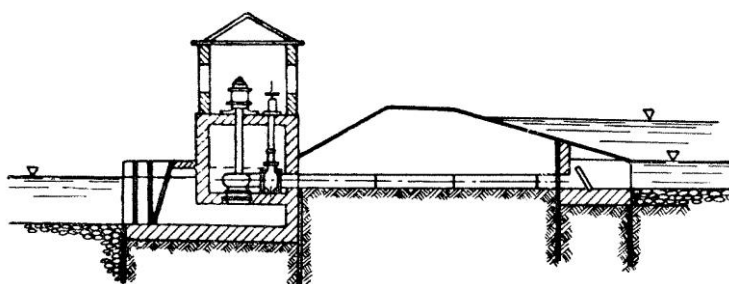


Fig. 2.100. Sistem de construcție de tip semiseparat cu pompa înecată.

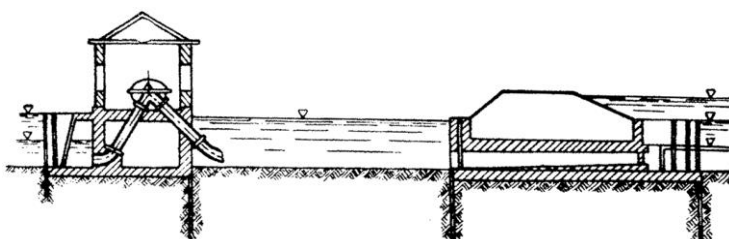


Fig. 2.101. Sistem de construcție bloc cu dispoziția intermediară cu sifon (cameră de presiune).

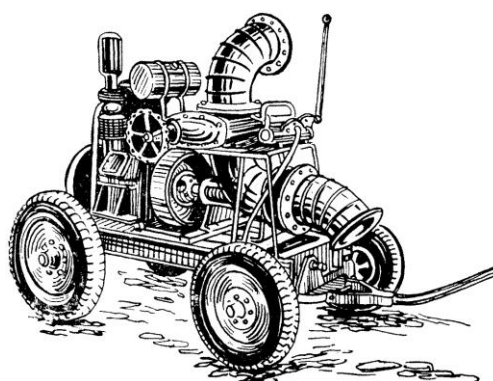


Fig. 2.103. Stație de pompare mobilă (pompa elicoidală orizontală cuplată direct cu motor Diesel).

din care se evacuează apa prin pompare. Apa pompată din acestea din urmă este trimisă în recipient fie direct, fie prin intermediul unui sistem de canale. În multe cazuri această apă poate fi folosită pentru irigarea terenurilor respective, în care scop se înmagazinează într-un bazin de regularizare, sau se trimite direct în rețeaua de canale a sistemului de irigație.

După modul de amplasare și funcționare a puțurilor, pomparea apei din puțuri se poate face prin *sistem centralizat* sau *descentralizat*.

În *sistemul centralizat*, sosisirea apei la stația de pompare se poate face prin scurgere liberă sau prin sifonare (cu conducte sifonate sau cu hidrofoare – fig. 2.104, a, b).

În fig. 2.104, a, b sunt date toate elementele ce permit înțelegerea modului de funcționare al sistemului centralizat.

În anumite situații (straturi acvifere cu debit redus și suprafețe mari de desecare), puțurile forate pot fi înlocuite prin tuburi aciforme, care sunt mai economice.

La calculul sifonării cu n puțuri și al curbelor de depresiune (curbele punctate) trebuie să se țină seama și de pierderile de sarcină:

$$h_r = h_l + h_{loc} = 0,0826Q^2 \left[\sum \frac{\lambda L}{d^5} + \frac{\Sigma \zeta}{d^4} \right]$$

În *sistemul descentralizat*, evacuarea se face prin instalații de pompare separate, așezate la distanțe mari una de alta, după cum sunt așezate și puțurile, a căror adâncime de pompare este relativ mare (fig. 2.105).

– Pentru sistemele centralizate de drenaj, pot fi adoptate diversele tipuri de stații de pompare, ale căror caracteristici constructive și de exploatare rezultă din figura 2.106.

Asigurarea funcționării independente a fiecărui agregat se realizează prin executarea instala-

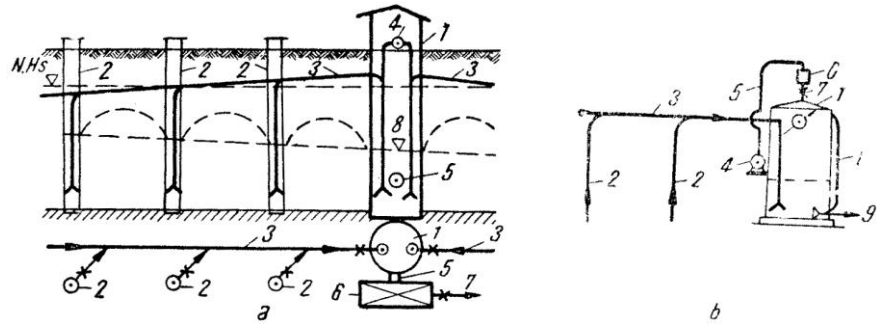


Fig. 2.104. Pomparea apei din puțuri sistem centralizat: a – prin conducte sifonate: 1 – puțul colector; 2 – puțurile de drenaj; 3 – conductele sifonate; 4 – pompa de vid comună; 5 – conducta de aducțiune la pompe; 6 – casa pompelor; 7 – conducta de refulare comună; 8 – nivelul hidrodynamic; 9 – cu hidrofor: 1 – hidroforul de vid; 2 – puțurile de drenaj; 3 – conducta-sifon; 4 – pompa de vid; 5 – conducta; 6 – supapa automată; 7 – robinet; 8 – sticla de nivel; 9 – refularea spre pompă.

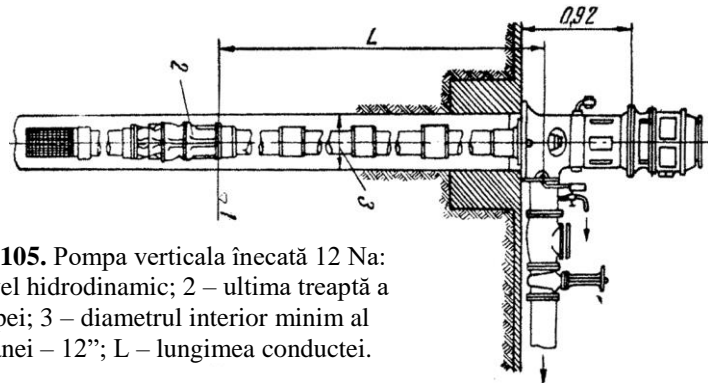


Fig. 2.105. Pompa verticală înecată 12 Na: 1 – nivel hidrodynamic; 2 – ultima treaptă a pompei; 3 – diametrul interior minim al coloanei – 12”; L – lungimea conductei.

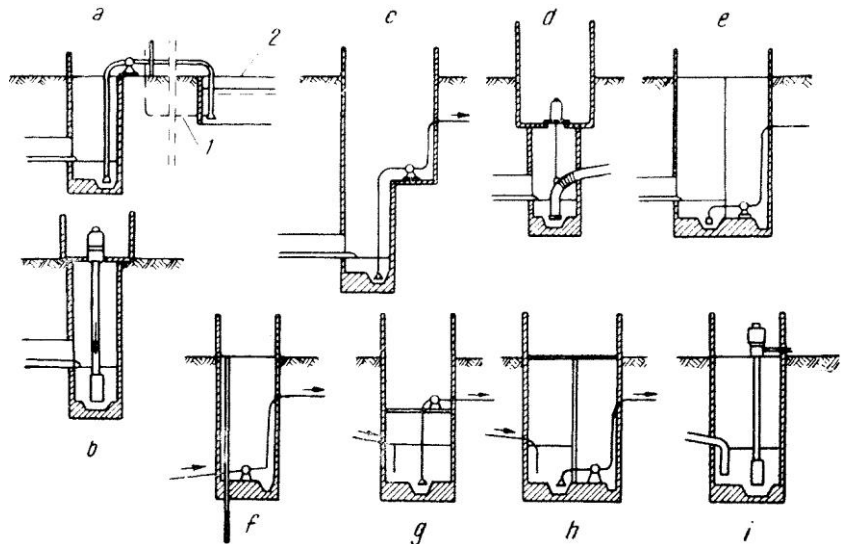


Fig. 2.106. Schema stațiilor de pompare în sistemul centralizat: a – agregat de pompare instalat la suprafața terenului deasupra puțului colector sau alături, cu pompă orizontală; b – aceeași amplasare însă ca pompă verticală; c – agregat de pompare instalat în interiorul puțului, însă separat de colector, deci afundat și separat; d – afundat și împreună cu pompă; e – agregat de pompare instalat în puț (afundat) uscat, separat printr-un zid de puțul colector cu pompă orizontală; f – agregat de pompare instalat în puț uscat separat cu pompă orizontală; g – agregat de pompare instalat în interiorul puțului (deasupra nivelului apei) cu pompă orizontală neînecată; h – agregat de pompare instalat în interiorul puțului (chiar pe fund), cu pompă orizontală înecată; i – agregat de pompare instalat la suprafața terenului (deasupra puțului colector) cu pompă verticală; 1 – variația poziției conductei; 2 – rezervor deschis.

ției în așa fel încât fiecare pompă să-și aibă propria sa conductă de aspirație (fig. 2.107).

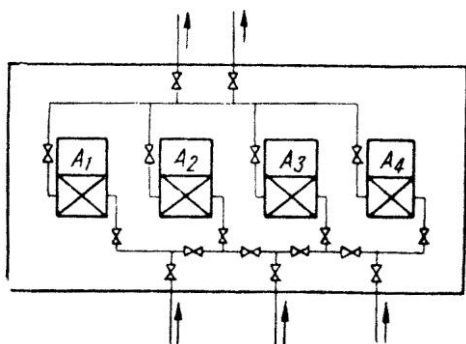


Fig. 2.107. Schema amplasării agregatelor de pompare, a conductelor de aspirație și refulare, precum și a robinetelor vană. (Instalație cu 4 agregate).

Schema conductelor de aspirație și a vanelor trebuie să fie astfel concepută, încât în cazul deteriorării uneia din conducte, instalația să poată funcționa cu celelalte, până la repararea acesteia.

La proiectarea stațiilor de pompare ale sistemului descentralizat trebuie să se aibă în vedere și câteva elemente caracteristice locale (poziția nivelului static și dinamic al apei din puțul de drenaj; debitul stratului acvifer, regimul de pompare), care determină tipul instalațiilor de pompare, numărul și mărimea lor.

În cazul când nivelul hidrodynamic ajunge la 7-10 m de la suprafața terenului, se folosesc pompe orizontale, așezate într-un puț adânc de 2-6 m, situat deasupra puțului de drenaj (fig. 2.108).

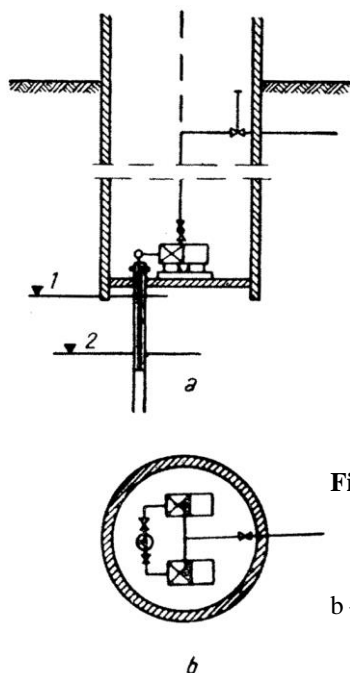


Fig. 2.108. Stație de pompare de tip puț, cu o pompă lucrătoare și o pompă de rezervă: a – secțiune; b – plan; 1 – nivel hidrostatic; 2 – nivel hidrodynamic.

Atunci când nivelul hidrostatic se află la adâncimi mai mari de 10 m, se folosesc pompe verticale (fig. 2.105), ce se montează chiar deasupra puțului de drenaj.

În funcție de modul de deservire a agregatelor de pompare, stațiile de pompare pot fi: automate, semiautomate și acționate prin telecomandă.

2.3.4. EVACUAREA MIXTĂ A APEI

S-a amintit de situațiile când evacuarea apei (din unitatea desecabilă, în recipient) se poate face și prin sistemul mixt, adică o parte din timp prin pompare și altă parte din timp prin scurgerea liberă (gravitațională). Ca și în cazul evacuării gravitaționale intermitente este necesară întocmirea unui grafic al variației nivelurilor în timp (v. fig. 2.79).

Cu ajutorul acestui grafic vor putea fi stabilite momentele și volumele de apă care trebuie evacuate prin pompare sau gravitațional.

În cazul evacuării mixte, instalația de evacuare gravitațională (vana de evacuare) se poate amplasa împreună cu instalația de evacuare prin pompare în același ansamblu hidrotehnic, chiar în aceeași clădire sau separat (v. fig. 2.93, fig. 2.109, și fig. 2.110).

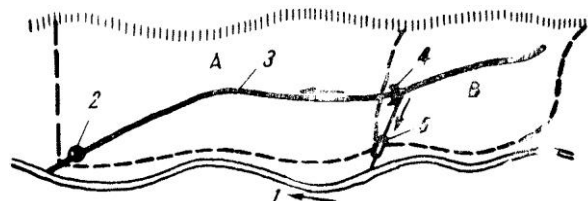


Fig. 2.109. Sistem de evacuare mixt separat într-o unitate desecabilă: A – suprafața înaltă; B – suprafața joasă; 1 – recipientul (râul); 2 – stația de pompare; 3 – canalul principal de evacuare; 4 – stavila de reglare a nivelului; 5 – stăvilarul de evacuare gravitațională.



Fig. 2.110. Ansamblul hidrotehnic de evacuare a apei în recipient mixt-separat: 1 – gravitațional; 2 – prin pompare.

Evacuarea mixtă, reprezentată și în schema din figura 2.87, permite reducerea capacității bazinului de compensare în raport cu aceea care ar fi fost necesară, dacă evacuarea s-ar fi făcut numai prin pompare.

Instalația de evacuare poate fi de diferite forme.

– tubulară cu sau fără presiune (v. fig. 2.77 și fig. 2.76);

– stăvilă cu vane (v. fig. 2.75 și fig. 2.76);

– stăvilă cu porți (v. fig. 2.74), în funcție de mărimea debitului de evacuat și de condițiile tehnice, economice și hidrografice locale. Un exemplu de evacuare mixtă în țara noastră ar putea să-l constituie instalația de la Moftinul Mic, din complexul hidroameliorativ Someș-Crasna (v. fig. 2.113).

Colectorul principal Keleti, după ce colectează apele interne din bazinul hidrografic superior ($S \approx 20.000$ ha), are scurgerea regularizată prin nodul hidrotehnic de la Păulean (fig. 2.111).

Surplusul de debit sosit până la stăvilă peste $10 \text{ m}^3/\text{s}$, este dirijat prin „Canalul legător” de evacuare în Crasna fie gravitațional, fie mecanic, prin intermediul stației de pompare de la Moftin (fig. 2.112).

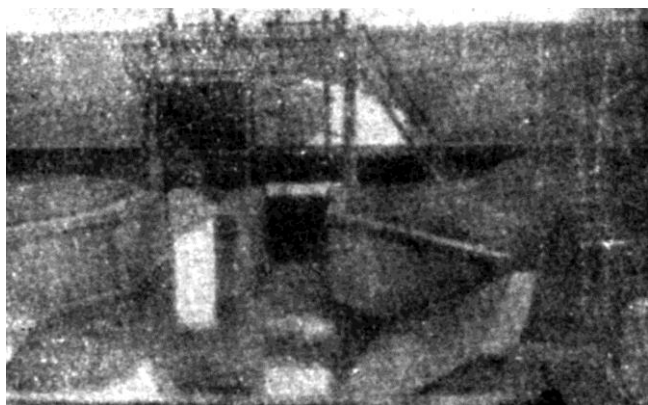


Fig. 2.111. Stăvilă Păulean. Vedere de pe podul șoselei Satu Mare-Carei.

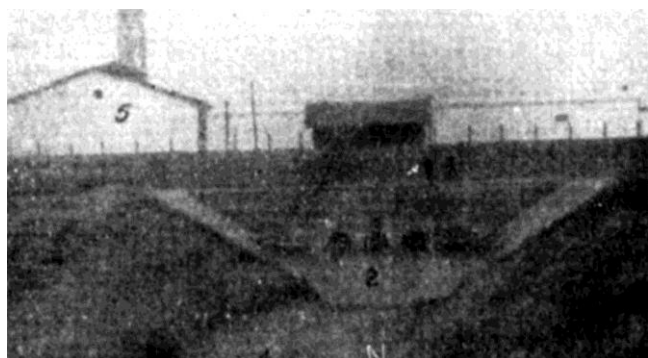


Fig. 2.112. Stația de pompare Moftinul (privită dinspre R. Crasna, dinspre evacuare): 1 – canalul de evacuare; 2 – bazinul de evacuare; 3 – cele trei conducte de evacuare gravitațional și prin pompare (mixt); 4 – digul insubmersibil R. Crasna-drept; 5 – clădirea stației de pompare.

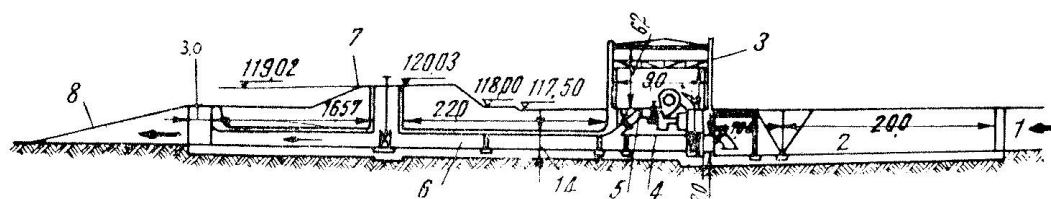


Fig. 2.113. Secțiune longitudinală prin instalația de evacuare mixtă „Moftinul Mic”: 1 – canalul legător Keleti-Crasna; 2 – bazin de sosire și aspirație; 3 – stația de pompare; 4 – conducta de evacuare gravitațională; 5 – conducta de refulare (evacuarea prin pompare); 6 – conducta de evacuare mixtă; 7 – digul insubmersibil dr. c. Crasna; 8 – canalul Crasna.

Refularea se face prin trei conducte, câte una pentru fiecare agregat, cu diametrul de 1.100 mm care se racordează cu conducta de golire, de fund, descăr-cându-și apele pe sub dig în Crasna (fig. 2.113).

2.4. CENTRE DE PRIZĂ ȘI EVACUAREA APEI ÎN SISTEMELE DE IRIGAȚII-DESECĂRI (CENTRE CU FUNCȚIE REVERSIBILĂ)

Amenajarea terenurilor din luncile râurilor cu un macorelief relativ regulat reclamă atât măsuri de desecări cât și de irigații, pentru ridicarea și menținerea capacității de producție. Extinderea mare luată de aceste amenajări a pus și problema executării unor amenajări economice și eficiente.

O contribuție de seamă în rezolvarea problemei o constituie și soluția legării sistemului hidroameliorativ (irigații, desecări sau mixt) de râu (care este și sursă și recipient în acest caz), printr-un singur complex de instalații – *centru de priză și evacuare*.

Funcționarea acestor centre, cunoscute sub numele general de *reversibil* – a nu se înțelege funcționarea reversibilă a agregatelor de pompare (corect, este vorba de funcționarea mixtă, în ambele scopuri: aducțiune-evacuare, a centrului), poate fi de tip gravitațional (mai rar), prin ridicare mecanică, sau mixt, și se poate realiza în mai multe scheme.

În figura 2.114 se vede o schemă simplă de amenajare a unui centru cu funcție mixtă, care asigură și alimentarea cu apă a sistemului de irigație, precum și desecarea teritoriului îndiguit, prin manevrarea stăvilărilor de pe canale și a vanelor de pe conductele de refulare.

În figura 2.115 se vede o schemă mai complexă de amenajare a unui centru, cu funcțiune *simplă și reversibilă*; este schema stației de pompare a sistemului de irigații Vlădeni-Chioara.

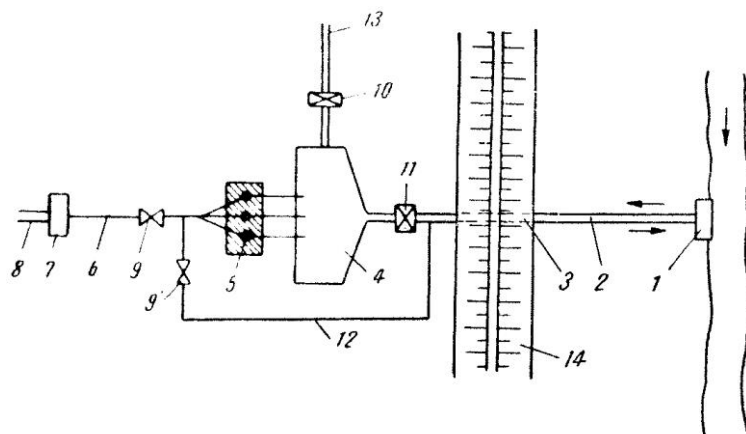
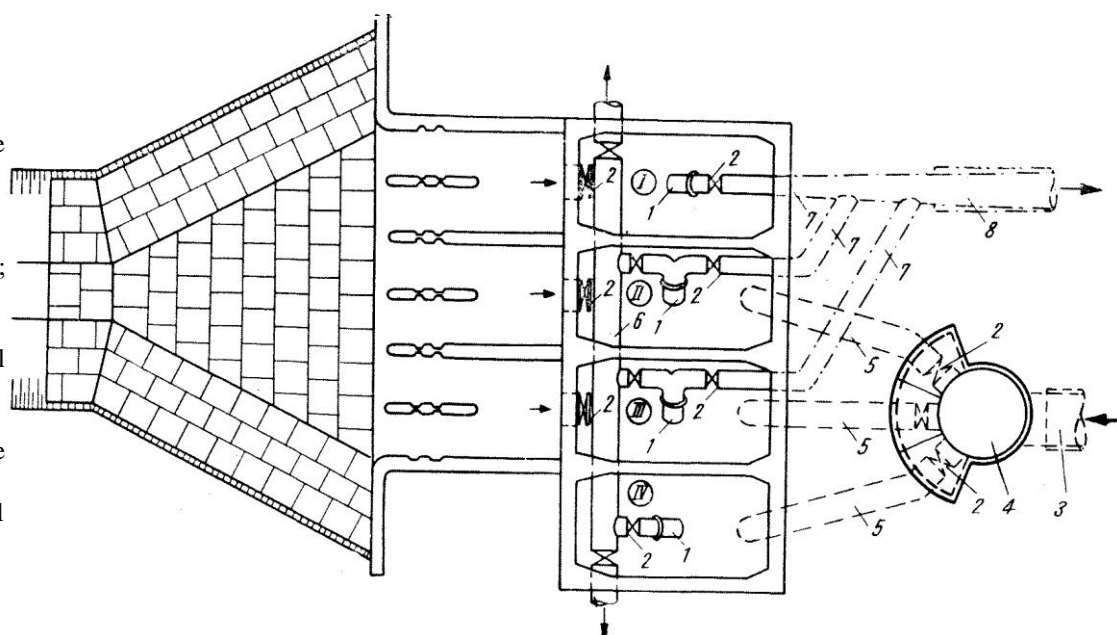


Fig. 2.114. Schema ansamblului hidrotehnic cu funcție reversibilă. 1 – priză; 2 – aducțiune; 3 – trecere prin dig; 4 – anticameră și bazin de compensație; 5 – clădirea stației de pompare; 6 – conductă de refulare pentru irigație; 7 – bazin de refulare pentru irigație; 8 – canal principal pentru irigație; 9, 9' – vane pe conductele de refulare; 10 – stăvilă pe canalul principal de evacuare; 11 – vană pe aducția apei; 12 – conductă de refulare pentru evacuare; 13 – canal principal de evacuare; 14 – digul de apărare.

Fig. 2.115. Schema stației de pompare reversibile Vlădeni-Chioara: 1 – pompă; 2 – vană; 3 – sifon; 4 – cazan de vid; 5 – sifon de alimentare; 6 – conductă de refulare pentru irigații; 7, 8 – conductă de refulare pentru desecare; I – agregatul de pompare pentru desecare; II, III – agregatele de pompare pentru desecare și irigare; IV – agregatul de pompare pentru irigare.



Stația de pompare de tip cameră umedă, cu bazine de aspirație separate pentru fiecare pompă – este echipată cu 4 pompe Dunărea 450 verticale, cuplate cu electromotoare verticale, de 70 kW, 380 V.

Schema funcțională este: agregatul nr. I funcționează numai pentru desecare, agregatul nr. IV funcționează numai pentru irigații, iar agregatele nr. II și III pot funcționa pentru ambele scopuri.

Aducțiunea apei din Dunăre se face prin sifonul metalic 3, cu $\varnothing = 1.500$ mm și $L = 295$ m; amorsarea sifonului se face cu o pompă de vid de $250 \text{ m}^3/\text{oră}$, prin intermediul cazanului de vid (4).

În figura 2.116 se vede schema complexă de amenajare a unui centru cu funcție mixtă și reversibilă; este schema funcțională a stației de pompare Cenad-Aranca (R. Mureș).

Instalația este compusă din două pompe verticale VSK 8, cu capacitatea de $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ fiecare, acționate de motoare electrice de 140 kW.

Stația funcționează reversibil, asigurând: evacuarea apei din canalul Aranca în râul Mureș pentru de-

secare – cu unul sau ambele agregate de pompare (V_1 și V_2); alimentarea cu apă a canalului Aranca din râul Mureș, cu unul sau ambele agregate de pompare (V_3 și V_4); alimentarea cu apă pentru irigații din râul Mureș în cele două canale laterale de irigații, cu unul sau ambele agregate de pompare (V_5 și V_6), fiind posibilă totodată și alimentarea gravitațională din râul Mureș în canalul Aranca; alimentarea cu apă din râul Mureș a unui canal lateral de irigație cu un agregat de pompare și alimentarea canalului Aranca cu celălalt agregat (V_7).

Din cele arătate în acest subcapitol se poate vedea rolul important al centralizării atribuțiilor de priză și evacuare. Nu trebuie însă neglijate măsurile de luptă contra aluviunilor, ca și restul recomandărilor făcute în subcapitolele 2.1; 2.2.

În figura 2.117 se arată în secțiune longitudinală o stație de pompare reversibilă, instalată în corpul unui dig insubmersibil.

În figura 2.118 se arată schema funcțională a unei stații de pompare reversibilă cu funcționare multiplă.

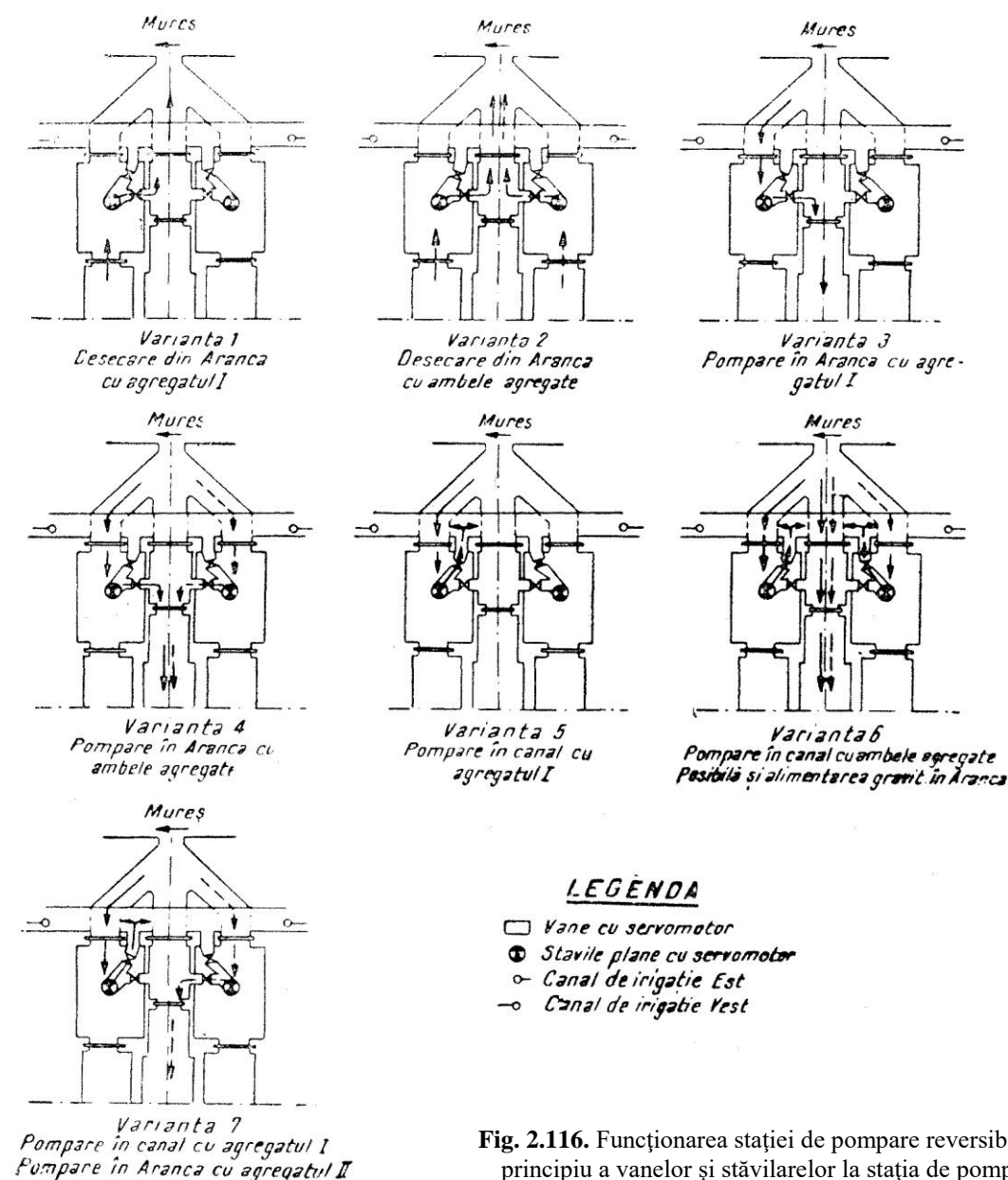


Fig. 2.116. Funcționarea stației de pompare reversibile Cenad. Schema de principiu a vanelor și stăvilor la stația de pompare Aranca-Cenad.

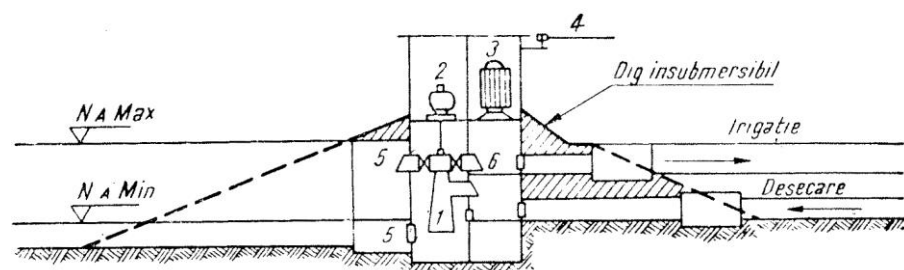


Fig. 2.117. Stația de pompare reversibilă: 1 – pompa; 2 – electromotor; 3 – transformator; 4 – conductă de înaltă tensiune; 5 – vană; 6 – clapete.

2.5. PRINCIPII DE PROIECTARE A CENTRELOR DE PRIZĂ ȘI EVACUARE – BAZELE CALCULULUI HIDRAULIC

Centrele de priză și evacuare ale sistemelor de irigații, desecări și mixte necesită o serie de calcule

hidraulice, în vederea determinării dimensiunilor de gabarit ale diferitelor construcții, precum și pentru stabilirea condițiilor de exploatare.

Majoritatea problemelor de studiu și proiectare sunt comune celor trei categorii de centre (priză, evacuare și mixte):

– stabilirea elementelor geometrice și hidraulice ale albiei;

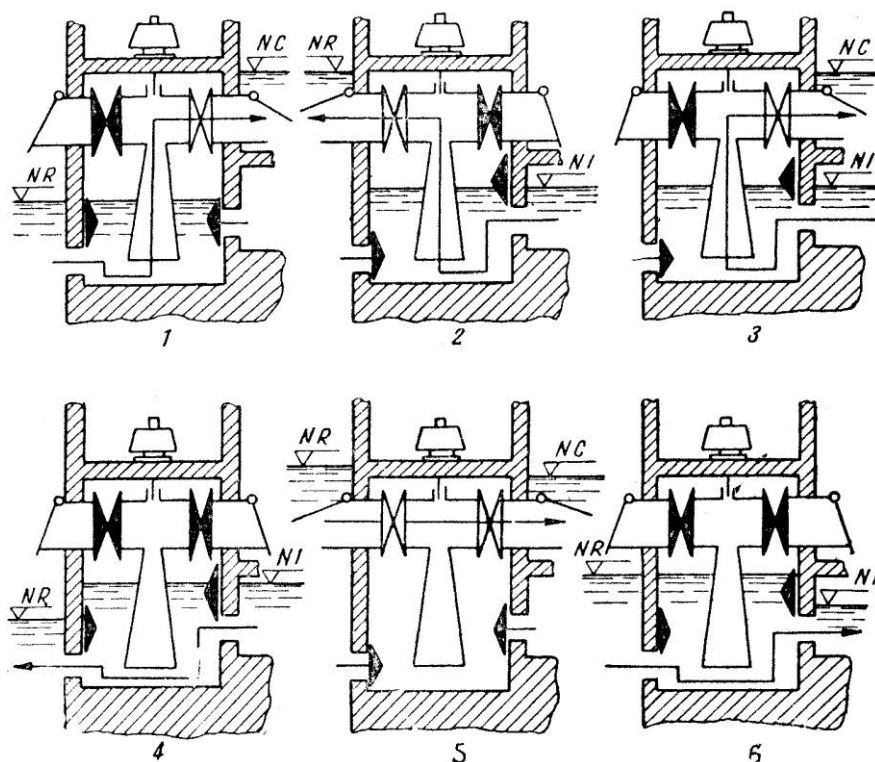


Fig. 2.118. Schema funcțională a stației de pompare reversibilă: NR – nivelul apei în râu; NC – nivelul apei în canalul de irigație; NI – nivelul apei în incintă; 1 – pompare din râu, refulare în canalul de irigație; 2 – pompare din incintă, refulare în râu; 3 – pompare din incintă, refulare în canalul de irigație; 4 – evacuare prin gravitație; 5 – alimentare prin gravitație la ape mari; 6 – alimentare prin gravitație la ape mici.

– parametrii caracteristici derivației sau zonei de confluență;

- cota nivelului apei în bieful amonte și aval;
- dimensiunile gurilor de captare, evacuare;
- instalațiile de ridicare mecanică etc.

2.5.1. CALCULUL HIDRAULIC AL PRIZELOR DE APĂ FĂRĂ BARAJ (ÎN CURENT LIBER)

În ceea ce privește prizele cu nivel liber, acestea necesită următoarele calcule hidraulice:

– determinarea elementelor geometrice și hidraulice ale albiei și a parametrilor caracteristici derivației ei;

- determinarea cotei nivelului din bieful amonte;
- dimensionarea gurii de captare.

2.5.1.1. Determinarea elementelor albiei și a parametrilor caracteristici derivației

Caracteristicile albiilor neprismatice, la care elementele geometrice ale secțiunii transversale variază în lung [$\omega = f(h, l)$], fac ca efectuarea calculului hidraulic să fie destul de dificilă; când albia râului este regularizată pe o porțiune oarecare, amonte și aval de priză, calculele hidraulice se pot face la fel ca pentru o albie prismatică.

Întrucât rugozitatea este greu de apreciat ca valoare numerică pentru cursurile naturale de apă, datorită neregularității albiei și malurilor, formațiilor de

transport solid, prezenței vegetației etc., s-au stabilit o serie de formule empirice pentru albiile naturale, de formă generală:

$$V = A \cdot R^\alpha \cdot I^\beta \quad (2.74)$$

în care:

- V = este viteza medie;
- A = un coeficient;
- R = raza hidraulică;
- I = panta longitudinală a cursului de apă.

Dintre cele mai cunoscute formule de acest gen fac parte cele date de Hermanek, Gröger, Winkel și alții; cea mai apreciată și recomandată este însă următoarea formulă, considerată unică, și anume formula lui Matkiewicz (Varșovia, 1931):

$$V = 3,54 \cdot h^{0,7} \cdot I^{0,439I} \quad (2.75)$$

în care h este adâncimea medie a cursului de apă.

După ce s-a calculat viteza, debitul Q al albiei se poate stabili cu ajutorul relației de continuitate:

$$Q = B \cdot h \cdot v \quad (2.76)$$

De o deosebită importanță pentru calculul hidraulic al prizelor este determinarea parametrilor caracteristici ai derivației, legați de cinemática scurgerii, îndeosebi pentru zona din care se alimentează derivația.

Un curent captat (fig. 2.119) se curbează brusc la intrarea în derivație (b, c, d), ceea ce duce la apariția a două zone de vârtejuri: una amonte (în jurul punctului 1) și alta aval (în jurul punctului 2).

Repartiția debitului solid pe verticală (fig. 2.119, d), determinarea lățimii zonei de captare, stabilirea

poziției punctului de oprire A ș.a., sunt în funcție tocmai de cinematica derivației și a parametrilor săi, dintre care cei mai importanți sunt (E. Răzvan – 1964):

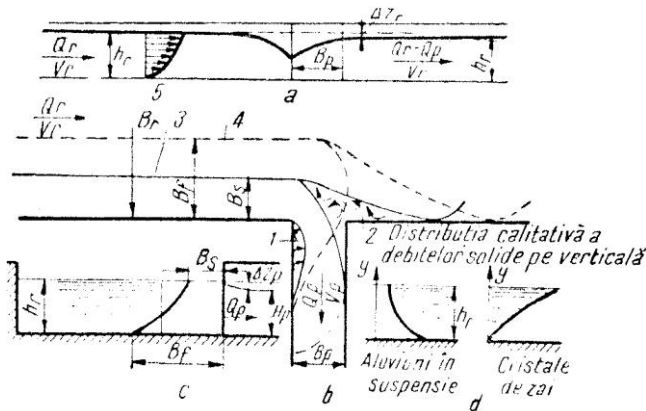


Fig. 2.119. Schema și elementele hidraulice ale unei derivații: 1 – zona de vârtajuri în amonte; 2 – zona de vârtajuri în aval; 3 – limita curenților de suprafață captați; 4 – limita curenților de fund captați; 5 – distribuția vitezelor pe verticală.

– Coeficientul (procentul) de captare, care reprezintă raportul dintre debitul captat de priză Q_p și debitul albiei Q_r :

$$k = \frac{Q_p}{Q_r}$$

– Între lățimea curenților derivat B_d și cea a curenților principal B_r se stabilește de asemenea un raport:

$$\beta = \frac{B_d}{B_r}$$

Lățimea curenților de suprafață captați (B_s) fiind diferită de a curenților de fund, lățimea relativă poate fi redată și în funcție de aceasta, adică:

$$\beta_s = \frac{B_s}{B_r} \text{ și } \beta_f = \frac{B_f}{B_r}$$

Pentru a putea determina lățimea curenților de suprafață și de fund captați (B_s și B_f), se recomandă folosirea relațiilor de calcul ce se desprind din tabelul 2.3.

Tabelul 2.3. Valorile lățimii zonelor de captare

Stratul	Tipul de priză	Lățimea zonelor de captare
De suprafață $\eta = 0,5-1,0$	– Frontală ($\theta = 0^\circ$)	$B_s = 0,8(k + 0,25)B_d$
	– Laterală ($\theta = 90^\circ$)	$B_s = 0,7(k + 0,25)B_d$
	– Inversă ($\theta = 180^\circ$)	$B_s = 1,0(k - 0,20)B_d$
De fund $\eta = 0,0-0,5$	– Frontală ($\theta = 0^\circ$)	$B_f = 2,0(k - 0,50)B_d$
	– Laterală ($\theta = 90^\circ$)	$B_f = 1,4(k + 0,25)B_d$
	– Inversă ($\theta = 180^\circ$)	$B_f = 2,0(k + 0,30)B_d$

θ este unghiul pe care-l face derivația cu curențul principal; η este adâncimea relativă; $\eta = \frac{h_d}{h_r}$ – respectiv raportul dintre adâncimea curenților în derivație h_d și în curențul principal (h_r); k – coeficientul de captare.

Tabelul 2.4. Valorile critice ale coeficientului de captare (k_{cr})*

$\beta = \frac{B_d}{B_r}$	2	1	0,2	0,1	0,01
Schema de calcul fără decolarea curenților în punctul 1	0,83	0,62	0,18	0,10	0,01
Schema de calcul cu decolarea curenților în punctul 1	0,80	0,42	0,12	0,06	–

* D. Cioc ș.a. – Câteva probleme privind studiul mișcării apei în râuri, Studii de hidraulică, vol. IV, București, I.S.C.H., 1962.

Lățimile relative ale curenților de fund și de suprafață, în funcție de coeficientul de captare, au fost date și de S.A. Ofițerov, sub forma:

$$\beta_f = 0,05 + 1,7k \quad (2.78)$$

$$\beta_s = 1,02k - 0,04$$

– Eficacitatea fracționării curenților de fiecare schemă constructivă în parte este reflectată de: turbiditatea relativă τ , care reprezintă raportul dintre turbiditatea debitului captat (τ_p) și cel afluent τ_r ,

$$\tau = \frac{\tau_p}{\tau_r} \quad (2.79)$$

– Coeficientul de captare:

$$k' = \frac{Q_p}{Q_{cr}} \quad (2.80)$$

– Repartiția relativă a debitelor solide:

$$\pi = \frac{Q_s}{Q_r} \quad (2.81)$$

O problemă importantă a prizelor fără baraj o constituie și combaterea aluviunilor; asupra acestora influențează direct modul de amplasare și orientare corectă a prizei.

– Pentru determinarea vitezei medii a curenților de antrenare inițială a granulelor (particulelor) se desprind, dintre numeroasele formule citate în literatura de specialitate, cele ale lui I.I. Levi, care sunt corecte din punct de vedere teoretic și verificate experimental:

$$V_{mo} = 1,4\sqrt{gD} \ln \frac{h}{7D} \text{ pentru } \frac{h}{D} > 60 \quad (2.82)$$

și

$$V_{mo} = 1,4\sqrt{gD} \left(1 + \ln \frac{h}{7D} \right) \text{ pentru } 60 > \frac{h}{D} > 10 \quad (2.83)$$

– Pe baza acestor relații, Levi a propus și următoarea relație pentru calculul *capacității de transport* a aluviunilor de fund:

$$g_s = 2 \left(\frac{V}{\sqrt{gD}} \right)^3 \left(\frac{D}{H} \right)^{0.25} (V - V_0) D \left[\frac{\text{kg}}{\text{s} \cdot \text{m}} \right] \quad (2.84)$$

în care:

– V este viteza medie a curentului corespunzător adâncimii h ;

– V_c – viteza critică de antrenare a aluviunilor de fund.

Formula este valabilă pentru nisip uniform mai grosier, când se îndeplinește condiția $\frac{D}{h} > \frac{1}{300}$.

2.5.1.2. Determinarea cotei nivelului din bieful amonte

În cazul prizelor fără baraj, nivelurile minime în râu trebuie să fie suficiente, pentru a asigura cota de comandă necesară, impusă de cerințele exploatarei sistemului de irigație; desigur că datorită trecerii unei părți din debitul unui râu în priză, nivelul apei în râu va coborî. Variația nivelurilor de-a lungul frontului de captare se desprinde din figura 2.120.

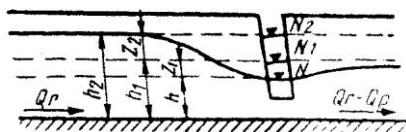


Fig. 2.120. Variația nivelurilor în lungul frontului de captare.

Cota nivelului râului în axul prizei N – care se consideră drept nivelul teoretic al biefului amonte al prizei – se determină cu ajutorul relației:

$$N = h = h_1 - Z_1 = f(Q_r - Q_p) - Z_1 \quad (2.85)$$

în care:

$N_1 = h_1 = f(Q_r - Q_p)$ este cota apei în cazul mișcării uniforme a apei în bieful aval;

$N_2 = h_2 = f(Q_r)$ este cota apei în regimul de scurgere uniformă în bieful aval.

Simbolul $f(Q)$ reprezintă relația dintre debite – niveluri (cheia limnometrică) pentru râu respectiv.

În ceea ce privește termenul Z_1 , acesta reprezintă diferența de nivel între N_1 și N și se poate determina cu ajutorul relației:

$$Z_1 = \frac{3}{2} \frac{k}{1-k} \frac{v_1^2}{2g} \quad (2.86)$$

k fiind coeficientul de captare (sau debitul relativ al prizei), iar termenul cinetic referindu-se la viteza:

$$V_1 = \frac{Q_r - Q_p}{\omega_1} \quad (2.87)$$

în care:

ω_1 este secțiunea de scurgere a râului.

Valoarea calculată a lui N este valabilă numai pentru $h \geq h_{cr}$. În cazul când $h < h_{cr}$, se va introduce în calcule h_{cr} , în loc de h .

2.5.1.3. Dimensionarea gurii (ferestrei) de captare

Calculul ferestrelor de captare se face pentru funcționarea la debitul afluent și la debitul de formare (instrucțiuni pentru proiectarea prizelor – I.S.C.H. – 1964). Verificarea acestor construcții se face însă pentru funcționarea la debitul minim și la debitul maxim al evacuatorului.

În esență, calculul hidraulic constă în acest caz în determinarea lățimii B și a înălțimii apei pe prag h .

Este știut faptul că scurgerea la intrarea în prizele cu nivel liber se asimilează cu aceea care are loc peste un deversor cu prag lat (fig. 2.121).

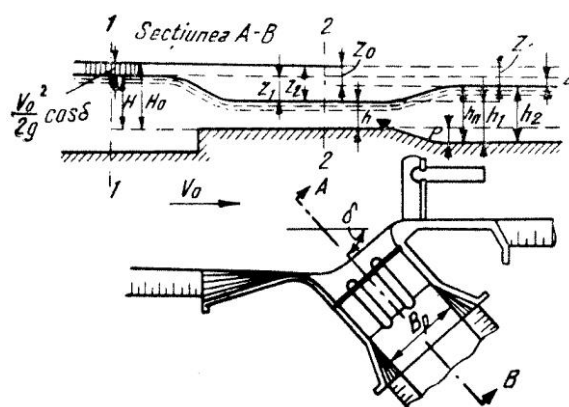


Fig. 2.121. Schema de calcul hidraulic al prizelor de apă.

Datorită pierderilor de sarcină reduse și înălțimii nivelului în aval, este îndeplinită de cele mai multe ori condiția de înecare a deversorului cu prag lat: $h_n > 0,8H_0$.

Luând în considerație formula debitului deversorului înecat cu prag lat, se obține drept primă relație în calculul ferestrelor de captare:

$$Q_p = \varphi B h \sqrt{2g(H_0 - h)} \quad (2.88)$$

Pentru determinarea celor două necunoscute B , h mai este necesară încă o relație, care rezultă din aplicarea ecuației cantităților de mișcare, masei de lichid delimitată de suprafața de control, cuprinsă între secțiunile 1-1 și 2-2 (v. fig. 2.121).

$$\rho \alpha Q V_2 - \rho \alpha Q V_1 = \gamma (h_{G_1} \omega_1 - h_{G_2} \omega_2) \quad (2.89)$$

sau:

$$\frac{\alpha Q_p^2}{g} \left(\frac{1}{Bh} - \frac{1}{\omega_1} \right) = h_{G_1} \omega_1 - h_{G_2} \omega_2 \quad (2.90)$$

în care:

h_{G_1} și h_{G_2} reprezintă adâncimea centrelor de greutate corespunzătoare secțiunilor ω_1 și ω_2 .

Calculule pot fi efectuate mai expeditiv prin metoda grafo-analitică, construindu-se curbele funcțiilor:

$$\frac{h}{H_0} \sqrt{1 - \frac{h}{H}} = \frac{Q_p}{\varphi B \sqrt{2gH_0^{\frac{3}{2}}}} \quad (2.91)$$

și

$$B = \frac{1}{\frac{h}{\omega_1} + \frac{g \cdot h}{Q_p^2} (\omega_1 h_{G_1} - \omega_2 h_{G_2})} \quad (2.92)$$

În cazul prizelor cu grătar de fund, debitul captat de priză Q_p se poate determina cu ajutorul următoarelor formule:

$$Q_p = m_{gr} \cdot b \cdot L \sqrt{2gH_0} \cdot \cos \alpha \quad (2.93)$$

în care:

m_{gr} – este un coeficient de debit al grătarului;

b – lățimea grătarului;

L – lungimea lamei de apă pe grătar;

H_0 – sarcina de apă la acces;

α – unghiul de înclinare al grătarului față de orizontală, a cărui valoare nu trebuie să depășească 20° .

Pentru determinarea coeficientului de debit al grătarului, I.S.C.H. a dat formula:

$$m_{gr} = m_0 \frac{\varepsilon \left(1 + \frac{m}{m_0} C \right)}{\varepsilon + m_0 \left(1 + \lambda \frac{S}{t} \right)} \quad (2.94)$$

în care:

$\varepsilon = \frac{S}{S+t}$ este coeficientul de contracție, iar S și

t , numărul de plinuri și goluri ale grătarului;

C – coeficient de formă al barelor; $C = 1,0$ pentru bare dreptunghiulare și $1,5$ pentru bare rotunde;

λ – coeficientul de rezistență al barelor = $0,08$;

m – coeficient de debit al pragului de fund;

m, m_0 – coeficienți de debit ai pragului de fund (fără sau cu luare în considerație a vitezei de apropiere).

2.5.2. CALCULUL HIDRAULIC AL CONSTRUCȚIILOR PRIZELOR CU BARAJ

Ca și în cazul prizelor fără baraj, calculule hidraulice urmăresc același scop: determinarea dimensiunilor de gabarit ale diferitelor construcții ce fac parte din centrul de priză, în condiții de funcționare cunoscute.

Problemele mai importante ale calculului hidra-

ulic, care se pun în cazul prizelor de apă cu curent barat, sunt: determinarea cotei nivelului amonte; dimensionarea gurilor de captare (ca la prizele cu curent liber, în care B este lățimea totală a deschiderilor stăvilăului $B = nb$); dimensionarea galeriilor de spălare; calculul hidraulic al evacuatoarelor, calculul hidraulic al disipatoarelor; calculul curbei de supraînălțare în cazul prizelor de apă cu baraj.

2.5.2.1. Galerile de spălare

Au rolul de a evacua aluviunile care se depun în fața pragului gurii de captare și pot fi cu scurgere liberă sau sub presiune (fig. 2.123). Galerile de captare se execută în pragul prizelor și sunt prevăzute cu stavile; debușează în biefel aval (exemplu fig. 2.122).

Se recomandă ca gurile să fie prevăzute cu stavile individuale, pentru ca prin funcționarea lor succesivă să fie spălat frontul prizei cu un debit minim (cu $U_s = 4-6$ m/s).

Calculul hidraulic al acestor construcții constă din determinarea dimensiunilor lor transversale și a debitului de spălare; la galeriile cu scurgere liberă trebuie determinată și panta acestora.

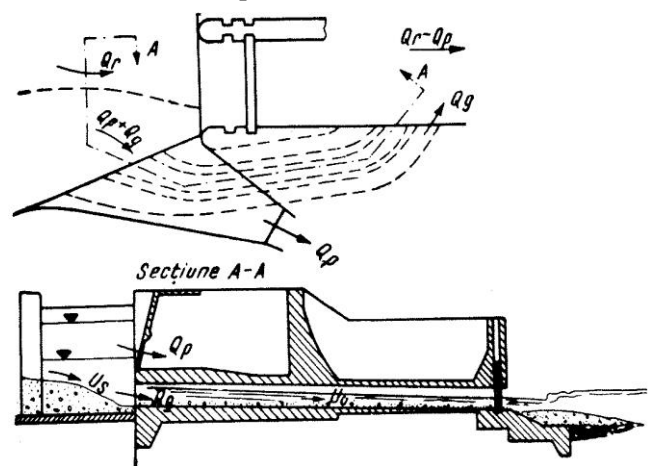


Fig. 2.122. Priza cu galerii de spălare hidraulică.

Elementele cunoscute sunt: debitul râului Q_r , debitul captat de priză Q_p , lungimea galeriei și a canalului de spălare l și L , lungimea pragului galeriilor B , unghiul făcut de axul pragului cu axul galeriei, nivelul apei în biefel amonte și aval (Z_{am} și Z_{av}).

În cazul când spălarea se face cu un debit constant pe lungime, pentru galeriile care funcționează sub presiune, se indică formulele (pentru debitul galeriei Q_g):

$$Q_g = \mu B h \sqrt{2gZ_0} \quad (2.95)$$

în care:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_i + \zeta_c + \lambda \frac{l}{4R}}} \quad (2.96)$$

în care:

ζ_i și ζ_c sunt coeficienți de rezistență la intrare și la cotelurile galeriei;

λ – coeficientul lui Darcy;

R – raza hidraulică;

B – lățimea totală a galeriei (fig. 2.123).

Pentru determinarea lui B se poate folosi relația:

$$G_s = B \cdot g_s \quad (2.97)$$

în care:

G_s este capacitatea de transport a aluviunilor (kgf/s);

g_s – aceeași capacitate de transport, raportată la unitatea de lățime a curentului (kgf/s.m.); g_s poate fi calculată după formula dată de Levi (2.84) sau după formula dată de Meyer Peter:

$$G_s = 2500J^{\frac{2}{3}} \left(Q - 0,6B \frac{D^{\frac{3}{2}}}{J^{\frac{1}{6}}} \right) \text{ [kgf/s]} \quad (2.98)$$

în care:

J – este panta energetică a curentului;

D – diametrul mediu al granulei aluvionare;

Q – debitul total.

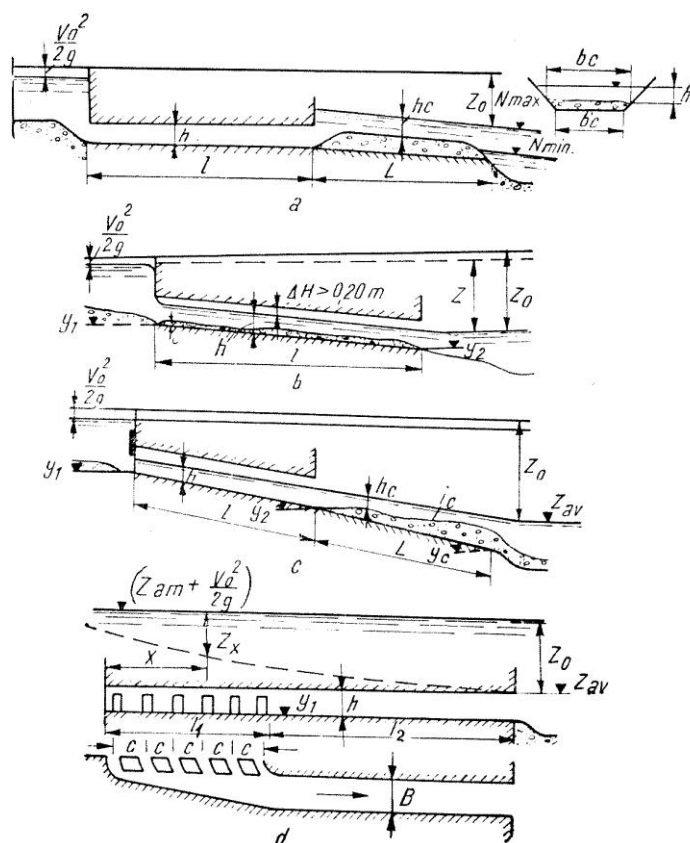


Fig. 2.123. Calculul hidraulic al galeriilor de spălare: a – galerii sub presiune cu canal de spălare; b – galerii fără presiune, fără canal de spălare; c – galerii fără presiune cu canal de spălare; d – spălarea pragului amonte (l_1 și l_2 lungimile tronsoanelor galeriei – cu lățime variabilă și constantă)

Dacă se cunoaște viteza medie a apei în galerii U , adâncimea h rezultă din relația de continuitate a debitului Q_g , dacă bineînțeles secțiunea galeriei este dreptunghiulară.

$$Q_g = U \cdot B \cdot h$$

Viteza medie (U) trebuie să satisfacă condiția:

$$U \geq 3\sqrt{gD_{\max}} \quad (2.99)$$

în care D_{\max} reprezintă diametrul maxim al aluviunilor ce trec prin galerie.

Pentru galeriile cu scurgere liberă, fără canal de spălare, se recomandă pentru calculul coeficientului de rezistență, λ , formula:

$$\lambda = 0,002 + \frac{1}{8 \left(21g \frac{2R}{d} + 1,74 \right)^2} \quad (2.100)$$

În ceea ce privește determinarea pantei, aceasta se poate face cu formula propusă de Darcy, pentru calculul pantei energetice, în care viteza rezultă din calculul ecuației de continuitate:

$$J = \frac{\lambda}{R} \frac{Q_g^2}{2gB^2h^2} \quad (2.101)$$

Se recomandă ca înălțimea galeriei să se ia cu minimum 20 cm deasupra înălțimii apei.

2.5.2.2. Calculul hidraulic al evacuatoarelor

Constă în dimensionarea barajului deversor și a instalațiilor sale anexe, cu ajutorul cărora apa este descărcată în bieful aval.

În dimensionarea barajelor deversoare ale prizelelor se întâlnesc: fie baraje deversoare de joasă cădere, fie baraje deversoare înalte, iar forma frecventă a profilului transversal este cu profil practic. Dimensionarea barajului se face deci cu ajutorul relației fundamentale a deversoarelor:

$$Q = \varepsilon \cdot m \cdot b \cdot \sqrt{2gH_0^{\frac{3}{2}}} \quad (2.102)$$

Pe creasta barajului deversor se pot instala stăvilile plane sau curbe – în vederea unei mai bune regularizări a nivelului apei. În cazul stăvilarelor plane, neîncate și parțial ridicate (fig. 2.124), debitul este dat de relația:

$$Q = m \cdot b \cdot e \cdot \sqrt{2gH_0} \quad (2.103)$$

Semnificația termenilor formulei se desprinde din figură, în afară de b care reprezintă lățimea stăvilii.

În cazul folosirii stăvililor segment, debitul se calculează cu ajutorul aceluiași formule ca și la stăvilile plane, însă coeficientul de debit are alte valori numerice, care țin seama și de unghiul α , pe care-l face tangenta la muchia inferioară a stăvilii cu orizontala; acest coeficient a fost determinat experimental (fig. 2.125 – după Bouvard).

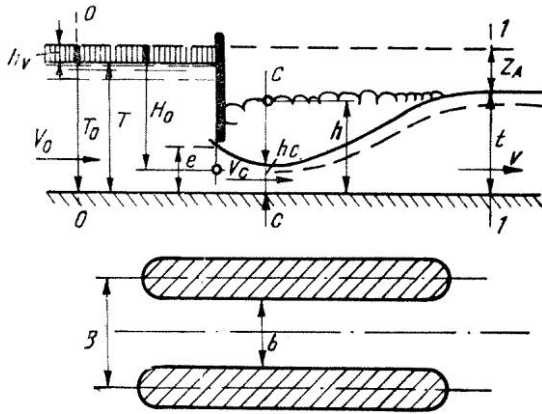


Fig. 2.124. Schema scurgerii sub o stavilă plană.

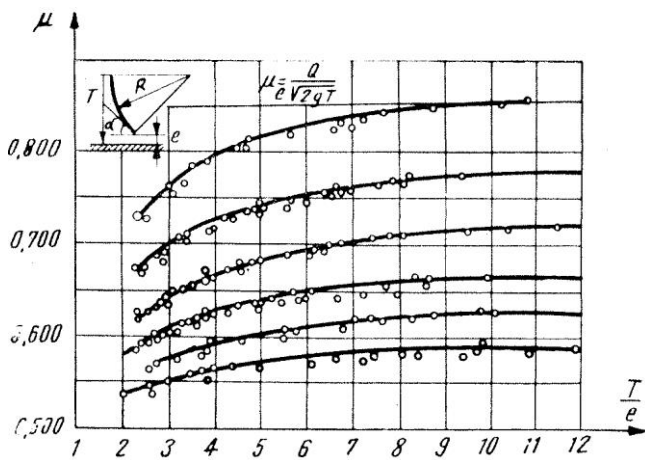
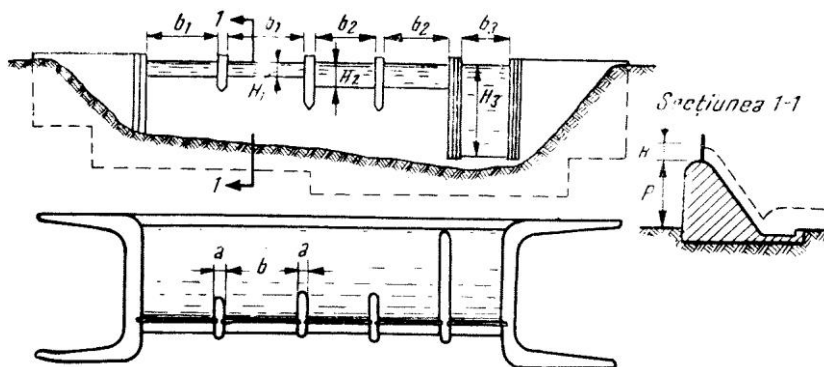


Fig. 2.125. Graficul de calcul al coeficientului de debit sub o stavilă segment.

În cazul practicării și a deschiderilor la suprafață în corpul barajelor deversoare (cu pragul la cota fundului sursei de apă – râu fig. 2.126), acestea (deschiderile) vor trebui să răspundă cerințelor de a descărca, pe lângă debitele maxime de calcul și ghețurile, diferiți plutitori, evacuarea aluviunilor depuse în bieful amonte, trecerea peștilor și plutelor (dacă râul este navigabil, barajul trebuie să cuprindă și ecluze de navigație).

Barajele deversoare de căderi joase funcționează în general ca deversori cu prag lat înecați (fig. 2.127).

Fig. 2.126. Baraj deversor cu creasta la diferite niveluri (H_1, H_2, H_3) și deschidere de suprafață – b_3 .

Debitul deversorului înecat cu prag lat se stabilește cu formula:

$$Q = m \cdot \sigma \cdot b \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \quad (2.104)$$

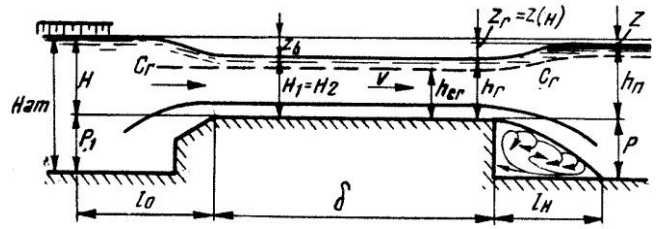


Fig. 2.127. Schema de scurgere peste deversorul cu prag lat.

2.5.2.3. Calculul hidraulic al disipatorilor

Constă în determinarea lungimii și adâncimii lor.

Adâncimea bazinului disipator, ca și înălțimea pragului de disipare (δ) (fig. 2.128) se determină din condiția de înecare a saltului.

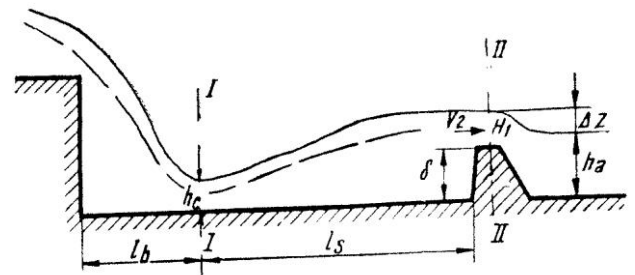


Fig. 2.128. Racordarea disipatorului de energie cu prag pe radier.

Calculul biefului aval al construcției hidrotehnice necesită, în primul rând, stabilirea formei de racordare a curentului din amonte de instalație cu cel din aval: prin salt îndepărtat ($h_2 > h_a$), apropiat ($h_2 = h_a$) sau înecat ($h_2 < h_a$), h_2 fiind a doua adâncime a saltului hidraulic.

Când saltul nu este înecat se proiectează un bazin de disiparea energiei (fig. 2.129), a cărui adâncime d este dată de relația:

$$d = \sigma \cdot h_2 - (h_a + \Delta_z) \quad (2.104)$$

în care:

σ este un coeficient de siguranță, care reflectă gradul de înecare al saltului ($\sigma = 1,05-1,10$).

Diferența între nivelul apei în bazin și nivelul apei în aval (Δ_z) este:

$$\Delta_z = \frac{q^2}{2g\varphi^2 h_a^2} \quad (2.105)$$

În cazul construirii disipatorilor cu prag (v. fig. 2.128), înălțimea acestora δ este dată de relația:

$$\delta = \sigma h_2 - H_1 \quad (2.106)$$

în care:

H_1 – reprezintă înălțimea apei deasupra pragului disipator.

Pentru determinarea lungimii bazinului (l_{baz}) se știe că:

$$l_{baz} = l_b + 0,5l_s \quad (2.107)$$

în care:

l_b – reprezintă lungimea de bătaie a vânei, care este în funcție de felul construcției hidrotehnice la care ne referim.

Pentru calculul lungimii saltului l_s se poate folosi formula empirică:

$$l_s = 10,3h_c \sqrt{F_r - 1} 0,81 \quad (2.108)$$

în care:

h_c – este adâncimea în secțiunea contractată;

F_r – numărul lui Froude.

În cazul unor lucrări importante, bazinele disipatoare se studiază în laborator, pentru ca dimensiunile definitive să fie în concordanță cu experiențele.

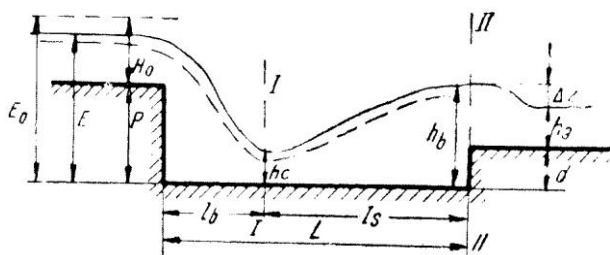


Fig. 2.129. Racordarea disipatorului de energie cu bazin

2.5.2.4. Supraînălțarea produsă în cazul prizelor de apă cu baraj

În cazul prizelor cu baraj trebuie respectat nivelul maxim la care trebuie menținute în timp obișnuit de exploatare (nivel legal de reținere).

Asigurându-se nivelul legal, nu vor avea de suferit nici riveranii și nici instalațiile hidrotehnice din amonte; supraînălțarea apei provocată de barajul prizei de irigație încetează înaintea hidrostației, care altfel ar pierde din înălțimea de cădere și deci din putere¹.

În literatura tehnică de specialitate franceză (Poirée et Ollier, 1962) se recomandă ca nivelul apei pe lungimea curbei de supraînălțare – provocată de baraj – să fie cel puțin 16 cm, sub cele mai coborâte puncte ale terenului (v. fig. 2.130).

Determinarea nivelului de reținere necesită calculul curbei de supraînălțare, care poate fi determinat prin diferite metode, ca:

– *Metoda analitică*, prin diferențe finite. În acest caz, aplicându-se ecuația lui Bernoulli între două secțiuni ale curentului, se ajunge după diferite transformări la relația:

$$\Delta_z = \alpha \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + \frac{v_m^2}{C_m^2 R_m} l \quad (2.109)$$

în care:

Δ_z – reprezintă diferențele de cotă ale nivelurilor apei între două secțiuni (1–1 și 2–2), situate la distanța l una față de cealaltă;

α – coeficientul lui Coriolis;

v_1 și v_2 – viteze corespunzătoare secțiunilor respective 1–1 și 2–2;

v_m – se determină ca media vitezelor v_1 și v_2 ;

C_m – coeficientul lui Chezy, mediu;

R_m – raza hidraulică medie.

– *Metoda albiei echivalente* are la bază înlocuirea albiei reale printr-o albie de formă geometrică regulată.

Pentru râurile mai regulate, a căror secțiune transversală se poate asimila cu o parabolă, se poate folosi formula dată de Tolkmitt:

$$l = \frac{h_0}{I_0} \left[F \left(\frac{h_0 + z_0}{h_0} \right) - F \left(\frac{h_0 + z}{h_0} \right) \right] \quad (2.100)$$

în care:

l – este lungimea pe care se întinde curba de supraînălțare;

h_0 – adâncimea normală (corespunzătoare mișcării uniforme);

I_0 – panta fundului albiei;

z_0 – supraînălțarea produsă imediat în amonte de o construcție (baraj, deversor, stavilă etc.);

z – supraînălțarea produsă la o distanță oarecare x , în amonte de construcție.

Funcțiile $F \left(\frac{h_0 + z_0}{h_0} \right)$ și $F \left(\frac{h_0 + z}{h_0} \right)$ se determi-

nă cu ajutorul tabelor. La râurile și fluviile mari, a căror secțiune se poate asimila ca formă cu un dreptunghi, calculul curbelor de stăvilire se poate face cu ajutorul relației date de Rühlmann:

$$x = \frac{h_0}{l_0} \left[\varphi \left(\frac{z_0}{h_0} \right) - \varphi \left(\frac{z}{h} \right) \right] \quad (2.111)$$

în care:

x – este lungimea pe care se întinde în amonte curba de stăvilire;

funcțiile $\varphi \left(\frac{z_0}{h_0} \right)$ și $\varphi \left(\frac{z}{h} \right)$ se determină tabelar.

– *Metodele grafice* se bazează pe măsurători hidrometrice. Dintre acestea face parte și metoda Mas-tițki, care a fost perfecționată de prof. Cr. Mateescu. Metoda se bazează pe trasarea grafică a cheilor limni-

¹ Se recomandă analizarea sistemului hidroenergetic Bicz-Bacău (de pe Bistrița), cu deosebire în sectorul canalului de aducțiune Roznov-Buhuși.

metrice, cu ajutorul cărora se determină diferența de nivel în regim natural Δz_n (fără barare).

Pentru aflarea diferenței de nivel Δz în regim barat se folosește relația:

$$\Delta z = \Delta z_n \left(\frac{Q}{Q_n} \right)^2 \quad (2.112)$$

în care:

Q_n este debitul corespunzător regimului natural (fără barare);

Q – debitul de calcul.

În cele ce urmează se va descrie o metodă simplă, care conduce la rezultate destul de apropiate de cele reale (fig. 2.130).

În acest scop se trasează inițial linia adâncimii normale NN și verticala care trece prin paramentul amonte al barajului AB . Cota apei peste creasta barajului se poate determina din relația generală de calcul a deversorilor:

$$Q = m \cdot b \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}}$$

Toate observațiile făcute asupra cursurilor de apă cu pantă mică (specific zonelor irigabile) arată că dacă se duce din punctul M – în care se consideră că se sfârșește curba de supraînălțare – o orizontală, aceasta se va intersecta cu verticala care trece prin paramentul amonte al barajului într-un punct B , astfel încât se respectă egalitatea $AB = AN$; AN corespunde supraînălțării Z_0 provocată în spatele barajului.

Din cele de mai sus rezultă că curba de supraînălțare reprezentată printr-o parabolă de gradul doi – va trece prin punctele A și M , fiind tangentă la orizontala AC și la dreapta NN . Valoarea supraînălțării z , într-un punct oarecare D , situat la distanța l în amonte de baraj, se calculează din relația:

$$z = \frac{(I \cdot l - 2z_0)^2}{4z_0} \quad (2.113)$$

în care se anulează pentru $l_{\max} = \frac{2z_0}{I}$ (numită amplitudine a curbei de supraînălțare).

Relația (2.113) exprimă ecuația arcului de parabolă care reprezintă curba de supraînălțare în sistemul de axe considerat, NN și NB .

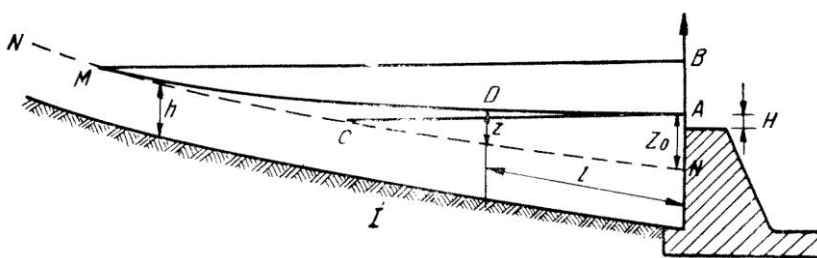


Fig. 2.130. Schema pentru trasarea grafică a curbei de supraînălțare.

2.6. BAZELE MODELĂRII HIDRAULICE A PRIZELOR DE APĂ

2.6.1. PRIZE CU NIVEL LIBER

Problemele tehnice complexe legate de proiectare, execuție și exploatare a centrelor de priză, ca și importanța lor economică, justifică oportunitatea studiului unor asemenea lucrări pe modele (în laborator), înainte ca ele să fie executate în natură (pe teren).

În țara noastră au fost studiate pe modele următoarele prize mai importante: Crivina – Ogrezeni pe Argeș, Stoenesti Gigartu pe Olt, Păuliș pe Mureș, Pa-roșeni și Ișalnița pe Jiu etc. În fig. 2.131 se vede priza Ogrezeni, realizată pe bază de modelare; prin aceasta se realizează derivarea unui debit de $9 \text{ m}^3/\text{s}$ apă industrială pentru orașul București.

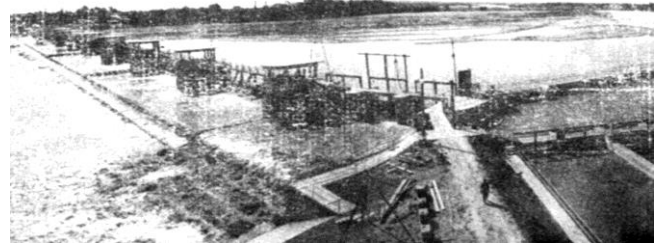


Fig. 2.131. Barajul Ogrezeni pe Argeș

Prizele cu nivel liber ridică atât problema modelării fenomenelor locale, ce privesc interacțiunea dintre curent și construcții, cât și pe aceea, destul de dificilă, a fenomenelor de albie. Dispoziția modelului hidrotehnic în ansamblu, amplasamentul proiectat, capacitatea de captare, dispozitivele de spălare, disipatorii de energie și consolidările aval, lucrările de regularizări locale între cele două biefuri, manevrarea stăvilarelor, spectrul hidrodinamic al curenților în zona prizei, regimurile caracteristice etc., constituie obiectivele mai importante ale studiului pe model al prizelor cu nivel liber.

Modelele executate în laborator pot fi atât modele spațiale de ansamblu, cât și modele plane de detaliu; modelele spațiale trebuie să cuprindă albia în amonte și în aval de amplasamentul prizei. Se recom

mandă ca în amonte, zona modelată să se întindă pe o distanță egală cu două până la trei ori lățimea superioară a secțiunii vii, la debitul maxim de calcul, iar în aval, la de patru până la cinci ori această lățime. În ceea ce privește criteriile de modelare se recomandă, în primul rând, respectarea numărului Froude în natură și pe model.

$$Fr = \frac{V^2}{g \cdot L} \quad (2.114)$$

în care:

V – viteza curentului;

g – accelerația gravitației;

L – o dimensiune liniară caracteristică (de obicei, adâncimea medie a curentului).

Respectându-se numărul Froude, este posibilă exprimarea tuturor coeficienților de scară prin scara geometrică a modelului la diferite puteri – cu condiția ca fluidul de pe model să fie același cu cel din natură.

Scriind numărul lui Froude sub forma:

$$\frac{\alpha_v^2}{\alpha_g \cdot \alpha_l} \quad (2.115)$$

în care:

α_{iv} – este raportul (scara) vitezelor din natură și model;

α_g – raportul (scara) accelerațiilor;

α_l – raportul (scara) de proporționalitate al lungimilor omologe

Pentru $\alpha_g = 1$, rezultă:

$$\alpha_v = \alpha_l^{\frac{1}{2}} \quad (2.116)$$

iar în ceea ce privește debitul;

$$\frac{Q_n}{Q_m} = \frac{V_n \cdot \omega_n}{V_m \cdot \omega_m} = \alpha_v \cdot \alpha_l^2 = \alpha_l^{2.5} \quad (2.117)$$

(prin indicele n s-au notat elementele corespunzătoare curentului din natură, iar prin m , cele corespunzătoare modelului).

Rezultă că modelarea albiilor după criteriul Froude este condiționată de respectarea relației de mai sus (2.115).

Alegerea scării modelului necesită o deosebită atenție întrucât, în afara respectării criteriului Froude, trebuie asigurat același regim de mișcare în natură și pe model. În majoritatea cazurilor, regimul din natură este turbulent, adică $Re_n > Re_{cr}$, și deci trebuie asigurat și pe model un număr. Reynolds superior valorii sale critice; cunoscând expresia generală a numărului Reynolds:

$$Re = \frac{V \cdot R}{\nu} \quad (2.118)$$

rezultă că pe model trebuie asigurată condiția:

$$\frac{V_m \cdot R_m}{\nu_m} > Re_{cr} \quad (2.119)$$

Din relația 2.116 reiese:

$$V_m = V_n \cdot \alpha_l^{-0.5}$$

iar

$$R_m = R_n \alpha_l^{-1}$$

Înlocuind V_m și R_m în relația 2.118, se obține:

$$\alpha_l^{-1} \frac{V_n \cdot R_n}{\nu_m} > Re_{cr} \quad (2.120)$$

Relația 2.120 conduce la următoarea condiție, necesară în alegerea coeficientului de scară al lungi-

nilor:

$$\alpha_l < \sqrt[3]{\left(\frac{V_n \cdot R_n}{\nu_m \cdot Re_{cr}}\right)^2} \quad (2.121)$$

În cazul când modelul se construiește în laborator, valoarea coeficientului de scară este determinată de dimensiunile platformei și de capacitatea de debit a laboratorului.

Deci $\alpha_{l-lab} < \alpha_l$, iar din relația 2.117 rezultă:

$$\alpha_l > \left(\frac{Q_n}{Q_m}\right)^{\frac{2}{5}}$$

La I.S.C.H.¹, modelarea prizelor s-a făcut respectându-se criteriul Froude și asigurându-se în același timp un număr Reynolds superior valorii critice:

$$[Re]_{model} > 7.000 \dots 8.000.$$

Scările folosite au fost în general $\alpha_l \leq 50$, în cazul modelelor mari, de ansamblu, nedistorsionate (la care nu s-au impus abateri de la similitudinea geometrică); pentru modelele parțiale de detaliu care se referă îndeosebi la zona prizei în deschiderile de spălare, coeficientul de scară pentru lungimi are valori mai mici:

$$3 < \alpha_l < 25$$

Studiul prizelor cu nivel liber se poate face atât pe modele cu pat fix cât și pe cele cu pat mobil.

În cazul când nu se poate realiza similitudinea geometrică completă între model și natură – inclusiv similitudinea rugozității, se recurge la modele deformate sau distorsionate.

Raportul dintre scara geometrică verticală și orizontală reprezintă distorsiunea (μ) modelului:

$$\mu = \frac{\alpha_h}{\alpha_l} \quad (2.123)$$

Rapoartele de distorsiune cele mai utilizate sunt cuprinse între limitele 1/3 și 1/10.

Pentru simplificarea problemei se consideră scara α_h în funcție de spațiul disponibil, iar scara verticală α_h se alege astfel încât să se asigure regimul turbulent.

În hidraulica construcțiilor nu se recomandă în general folosirea modelelor cu distorsiune geometrică, întrucât aceasta modifică cinematica scurgerii.

În figurile 2.132, 2.133, 2.134 se văd modelele unor prize de apă pentru irigații, amenajate în laboratorul de Irigații-Desecări al Facultății de Hidrotehnică din Institutul Politehnic Iași.

Cele 4 tipuri de priză modelate în laborator (cu canal curb, cu cameră circulară, cu mai multe guri de captare și cu baraj pe același sector de râu (râul Argeș în zona Clătești) urmăresc să scoată în evidență comportarea fiecăreia în legătură cu: distribuția vitezelor, di-

¹ Institutul de studii și Cercetări Hidrotehnice (I.S.C.H.)

recția curenților, zonele de vârtejuri, repartitia debitelor, depunerea și spălarea aluviunilor în anumite zone.

Neurmărindu-se procesele morfologice în albie, modelele s-au construit cu pat fix (mortar de ciment grosier). Condițiile de laborator și debitul au permis executarea de modele nedistorsionate, cu $\alpha_1 = \alpha_h = 25$. Întrucât $n_n = 0,025$, a rezultat $n_m = 0,0127$; ($n_m = n_n \alpha_y$;

$$y = 1,5\sqrt{n_n} \approx 0,21 \quad n_m = \frac{0,025}{25^{0,25}} = 0,01272 ; \text{această}$$

valoare $n_m = 0,0127$, corespunzătoare rugozității ten-cuielii din mortar de ciment grosier, a justificat soluția execuției (asist. ing. C. Cismaru).

Modelarea s-a făcut respectându-se criteriul Froude ($Fr = \text{idem}$) și asigurându-se un număr Re superior valorii critice.



Fig. 2.132. Aspectul general al modelelor în cadrul Laboratorului de Irigații și Deseșări de la Institutul Politehnic Iași.



Fig. 2.133. Modelul prizei în curent liber cu canal curb din cadrul Laboratorului de Irigații-Deșări de la Institutul Politehnic Iași.



Fig. 2.134. Modelul prizei cu cameră circulară și devorsor din cadrul Laboratorului de Irigații-Deșări de la Institutul Politehnic Iași.

2.6.2. PRIZE PRIN RIDICAREA MECANICĂ A APEI (CONSIDERAȚII CU PRIVIRE LA POMPE)

Funcționarea unei stații de pompare pentru irigații, deseșări sau reversibilă, necesită de asemenea, în cazul amenajărilor importante, cercetări pe model, care, alături de studiile teoretice, să asigure proiectantului alegerea variantei celei mai corespunzătoare și să ofere în exploatare condiții de siguranță și de randament. Pe lângă aspectele comune cu prizele de tip gravitațional, la prizele cu ridicare mecanică, studiul pompelor reprezintă o problemă importantă.

Similitudinea pompelor are ca punct de plecare asemănarea geometrică completă între prototip și model; va trebui deci ca între mărimile geometrice ce caracterizează cele două pompe să existe un raport constant (o anumită scară geometrică).

În afara similitudinii geometrice, modelarea pompelor necesită respectarea criteriului Reynolds

$$Re = \frac{V \cdot d}{\nu}$$

despre care s-a vorbit în modelarea prizelor cu nivel liber. Experiențele se pot face fie cu același lichid din natură, fie cu un lichid diferit sau chiar cu aer.

Criteriul Reynolds poate lua următorul aspect, în cazul modelării pompelor:

$$Re = \frac{U_2 D}{\nu} \quad (2.124)$$

sau

$$Re = \frac{n D^2}{\nu} \quad (2.125)$$

Viteza absolută V se înlocuiește deci cu viteza periferică U_2 , întrucât triunghiurile de viteze sunt asemenea, iar lungimea caracteristică d , prin diametrul rotorului D ; prin n s-a notat turația pompei.

În cazul când se neglijează variația randamentului (η), relațiile de similitudine între elementele caracteristice Q , H , P și (debit, înălțime de pompare, putere și turație) sunt următoarele:

$$\frac{H_1}{H_2} = \frac{n_1^2}{n_2^2}; \quad \frac{Q_1}{Q_2} = \frac{n_1}{n_2}; \quad \frac{P_1}{P_2} = \frac{n_1^3}{n_2^3} \quad (2.126)$$

Considerând și randamentele, trebuie să se aibă în vedere că randamentul pompei η_p este dat de:

$$\eta_p = \eta_h \cdot \eta_v \cdot \eta_{mec} \quad (2.127)$$

în care:

η_h – este randamentul hidraulic la pompă;

η_v – randamentul volumic;

η_{mec} – randamentul mecanic.

În acest caz, relațiile de similitudine între prototip și model (notând prin indicele m elementele caracteristice modelului) vor fi (prof. Dorin Pavel, 1964):

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{H}{H_m} = \left(\frac{D}{D_m} \cdot \frac{n}{n_m} \right)^2 \frac{\eta_h}{\eta_{hm}} \\ \frac{Q}{Q_m} = \frac{n}{n_m} \left(\frac{D}{D_m} \right)^2 \frac{\eta_v}{\eta_{vm}} \left[\frac{\eta_h}{\eta_{hm}} \right]^{\frac{1}{2}} \\ \frac{P}{P_m} = \left(\frac{D}{D_m} \right)^5 \left(\frac{n}{n_m} \right)^3 \left(\frac{\eta_h}{\eta_{hm}} \right)^{\frac{1}{2}} \frac{\eta_{mec-m}}{\eta_{mec}} \end{array} \right. \quad (2.127)$$

în care:

D, D_m sunt diametrele rotorilor;

n, n_m – turațiile.

În cazul proiectării unei stații de pompare, problemele de studiu pe model se pot ivi în legătură cu determinarea unor pierderi de sarcină particulare, cu examinarea caracteristicilor de funcționare în anumite condiții limită (de exemplu, la niveluri minime în bazinul sorburilor), cu fenomenele care apar în regim permanent, sau mai ales în regim nepermanent de mișcarea apei.

SURSE DE APĂ PENTRU IRIGAȚII

3.1. CLASIFICAREA ȘI DESCRIEREA SURSELOR DE APĂ

Ca surse de apă pentru irigații se pot folosi apele râurilor, apele subterane, apele de suprafață provenite din scurgeri locale și colectate în bazine permanente sau temporare și ape provenite de la canalizarea centrelor populate și industriale.

La fel ca și celelalte ramuri ale economiei hidraulice, și irigația cere un studiu amănunțit al regimului sursei de apă și al factorilor care determină acest regim. Irigația cere și o examinare atentă a calității apei, pentru a se putea lua din timp măsuri ameliorative dacă este cazul.

În această lucrare vor fi studiate, rând pe rând, fiecare grupă de surse; cea mai importantă – râurile – în prezentul capitol.

Studiul regimului fiind de domeniul hidrologiei, se vor examina aici numai caracteristicile lor ca sursă pentru irigații.

Proiectantul care urmează să creeze pe un tronson de râu, ales ca sursă, o derivație de apă pentru irigație trebuie să cerceteze: regimul sursei (debite, niveluri), proprietățile apei (conținutul de aluviuni, săruri, gaze, temperatură) etc.

Aceste elemente determină: dimensiunile posibile ale suprafeței de irigat; felul alimentării cu apă a sistemului de irigație (aducțiune gravitațională sau ridicare mecanică); gradul de necesitate a regularizării scurgerii; necesitatea combaterii aluviunilor ș.a.

Datele necesare studiului sursei de irigație, în ceea ce privește debitele și nivelurile, se obțin pe cale directă sau, atunci când lipsesc observațiile hidrometrice, pe cale indirectă.

3.2. ANUL DE CALCUL AL REGIMULUI SURSEI

Pentru proiectarea sistemului de irigație trebuie cunoscute variațiile regimului sursei în secțiunea care interesează, pentru o perioadă cât mai lungă de ani.

Cunoscând regimul sursei în diferiți ani, cuprinzând debitul: maxim, mediu, minim, precum și debitul minim asigurat 80% (v. fig. 3.6), se va putea stabili baza de calcul; sau, cunoscând regimul sursei dintr-un șir de ani cu debite diferite, se va putea determina un an care să fie luat ca „an de calcul”. Cu aceasta se va compara graficul total al consumului de apă din sistemul de irigație.

Dacă se va alege ca an de calcul acela cu debitul maxim, posibilitatea de a iriga regiunea destinată a fi ameliorată va fi nesigură. Dacă se va alege anul cu debitul mediu posibilitatea de irigație va fi semi-asigurată, iar în cazul luării ca bază a anului cu debitul minim, această posibilitate ar rămâne permanent asigurată, dar va impune reducerea la minim a suprafeței destinată a fi irigată.

La alegerea anului de calcul se pot urma două căi: se poate alege un an real de calcul; se poate alege un an de calcul teoretic.

3.2.1. ALEGEREA ANULUI REAL DE CALCUL

Pe baza celor de mai sus, pentru a se asigura alimentarea cu apă a sistemului de irigație în proporție de circa 100%, se recomandă alegerea ca an de calcul a anului cu debite minime. Se disting în acest caz trei alternative:

– Se poate lua ca an de calcul anul care cuprinde ziua cu debitul Q minim-minimorum în perioada de variație, din șirul de ani luați în studiu.

Studiul debitelor se face prin întocmirea hidrografului râului, după curba de regim a nivelurilor, cu ajutorul cheii limnigrafice (fig. 3.1).

În afară de variația debitelor în funcție de niveluri, trebuie studiată și durata diferitelor debite. Aceasta se realizează prin întocmirea „curbei de durată”, care se obține prin intersecția curbei de regim a debitelor cu orizontalele, a căror mărime se trece pe curba de durată, în dreapta (fig. 3.2).

Se poate lua ca an de calcul anul cu debitul mediu minim dintr-o perioadă de 15-20 ani, ceea ce va da o siguranță de alimentare de circa 100%.

În acest scop se extrag debitele minime pe luni, din perioadele de vegetație ale șirului de ani luați în studiu și se stabilesc apoi debitele medii minime anuale (fig. 3.3), pe baza cărora se întocmește graficul debitelor medii minime pe toată perioada (fig. 3.4). De exemplu se ia în studiu un șir de 20 ani (1921-1940), pe baza cărora se întocmesc graficele din fig. 3.3 și 3.4.

În graficul din figura 3.4 se vor observa două situații: anii cu debitele minime se succed într-un ciclu (1926-1927-1928) și anul cu debitul minim are o poziție răzleață (de exemplu 1931).

Se vor lua acești ani din ciclu și se vor studia pe luni (ca în figura 3.3) și pe decade, chiar și pe zile, stabilindu-se prin comparație cu graficul consumului de apă a suprafeței irigabile – care se va reda tot grafic – anul cel mai indicat ca bază de calcul.

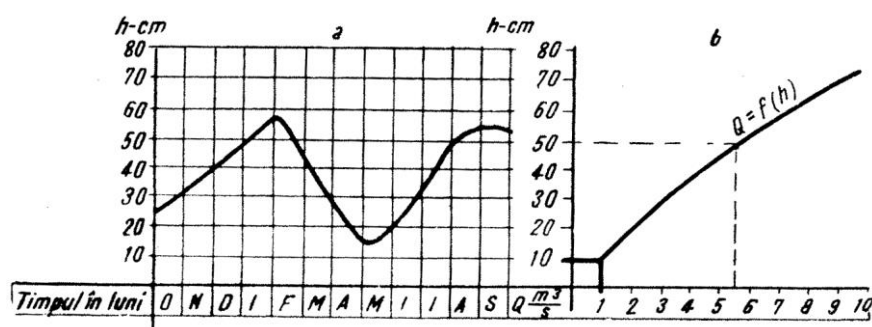


Fig. 3.1. Curba de variație a nivelurilor (a) și cheia debitelor (b).

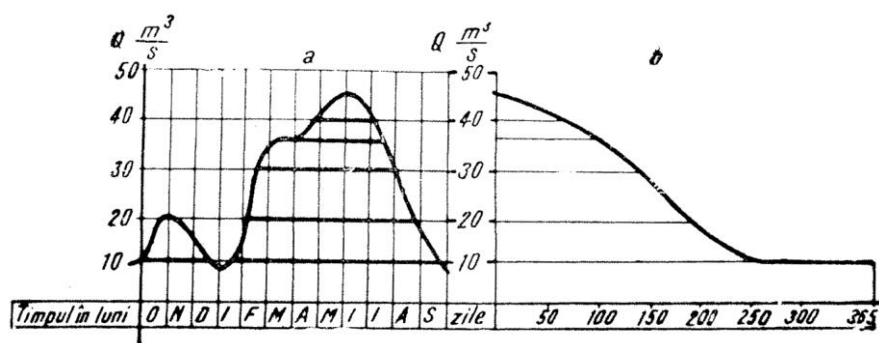


Fig. 3.2. Curba de regim a debitelor (a) și curba de durată (b).

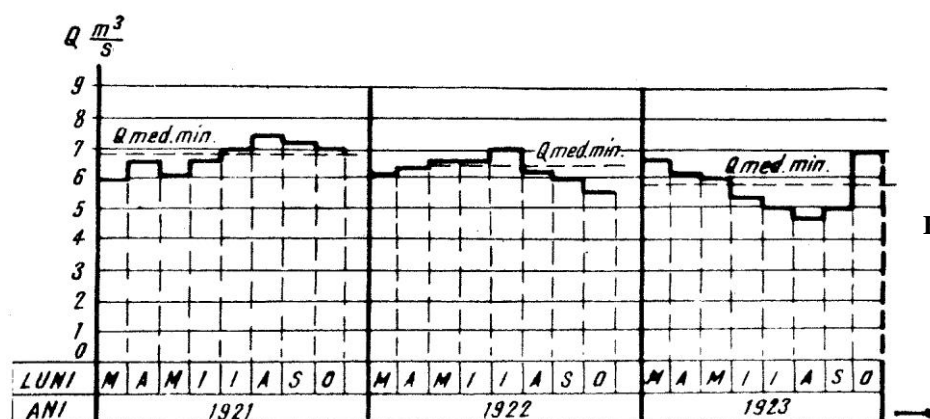


Fig. 3.3. Graficul determinării debitelor medii minime anuale din perioada de vegetație.

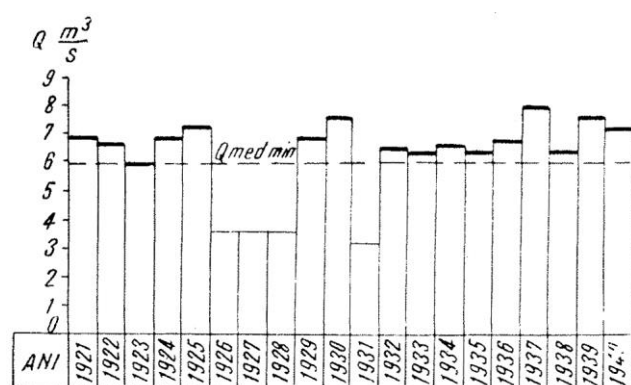


Fig. 3.4. Graficul determinării debitului mediu minim pe șirul de ani studiați.

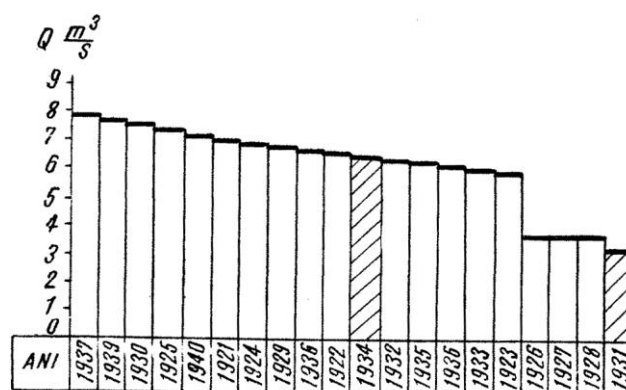


Fig. 3.5. Graficul determinării debitului mediu minim de la mijloc

– A treia alternativă prezintă, la rândul ei, două variante: se poate lua ca an de calcul anul cu debitul minim de la mijlocul perioadei studiate (fig. 3.5) sau se poate lua media dintre debitele anului de la mijloc și a ultimului an al perioadei studiate (fig. 3.5).

Pentru aceasta, debitele medii minime anuale ale perioadei de vegetație, anterior determinate (fig. 3.4), se așază în ordinea descrescândă a scurgerii (nu cronologic), figura 3.5.

Din această scară se poate considera ca an de

Tabelul 3.1. Gradul de asigurare a râului... postul... pentru anii...

Nr. de ordine în șir	Anul	Debitul mediu anual Q (m ³ /s)	Coeficientul de modul $K = \frac{Q_i}{Q_0}$	$K - 1$	$(K - 1)^2$	$(K - 1)^3$	$p = \frac{m}{n+1} 100$
----------------------	------	--	---	---------	-------------	-------------	-------------------------

calcul cel din mijlocul graficului, adică anul 1934, sau se poate lua media dintre debitul anului de la mijloc (1934) și a ultimului an (1931), respectiv:

$$\frac{Q_{1934} + Q_{1931}}{2}$$

care dă o asigurare mare.

Acest procedeu de calcul se poate folosi pentru amenajările cu cerințe speciale, unde nu se admite lipsa apei în nici un an.

3.2.2. ALEGEREA ANULUI TEORETIC DE CALCUL

În proiectarea sistemelor mari de irigații se ia, în cele mai multe cazuri, pe bază de calcul un an cu asigurare de 80-85%, admițându-se deci ca într-o perioadă de 100 de ani să existe 15-20 de ani cu posibilitatea de irigație neasigurată. Se ia deci ca bază de calcul „un an teoretic” pentru stabilirea căruia se folosește metoda statistică.

La stabilirea regimului scurgerii anuale – pentru anul de calcul teoretic pe baza observațiilor existente – pe diverse perioade de timp (de exemplu, pe decade sau luni) se ia debitul unui anumit grad de asigurare admis, care reiese din studiul curbei de asigurare.

Pentru a determina ordonatele curbei de asigurare, trebuie cunoscuți cei trei parametri numerici care determină forma curbei în fiecare caz:

- valoarea mediei aritmetice a scurgerii din șirul de ani studiați, Q_0 ;
- coeficientul de variație, C_v ;
- coeficientul de asimetrie, C_s ;

$$C_v = \frac{\sigma}{Q_0} \quad (3.1)$$

în care media cvadratică:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (Q_i - Q_0)^2}{n-1}} \quad (3.2)$$

n este numărul de ani studiați;

$\sum (Q_i - Q_0)^2$ – suma pătratelor abaterilor termenilor șirului de la media aritmetică Q_0 .

Coeficientul de variație C_v va fi prin urmare:

$$C_v = \frac{\sigma}{Q_0} = \sqrt{\frac{\sum (Q_i - Q_0)^2}{n-1} \cdot \frac{1}{Q_0^2}} = \sqrt{\frac{\sum \left(\frac{Q_i}{Q_0} - 1 \right)^2}{n-1}} \quad (3.3a)$$

Substituind $\frac{Q_i}{Q_0}$ cu K (coeficient de modul),

formula 6.3a devine:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (K-1)^2}{n-1}} \quad (3.3b)$$

Coeficientul de asimetrie C_s se calculează de obicei după formula:

$$C_s = \frac{\sum (K-1)^3}{(n-1)C_v^3} \quad (3.4)$$

și el reprezintă asimetria unei curbe de frecvență.

Din cauza lipsei observațiilor de durată se folosește, în unele cazuri, pentru C_s corelația:

$$C_s = 2C_v \quad (3.5)$$

care însă poate duce uneori la rezultate eronate, așa că trebuie recurs la ea cu multă prudență.

Pentru obținerea de rezultate mai precise, la calcularea lui C_v și C_s se recomandă:

– să se efectueze calculul de modul cu două zecimale;

– să se controleze exactitatea calculului lui K prin determinarea valorii $\sum K$, care trebuie să fie egală cu numărul anilor luați în studiu, iar suma valorilor $K-1$ să fie foarte aproape de zero sau chiar egală cu zero.

După ce s-au stabilit în prealabil debitele medii anuale pentru perioada studiată, se va folosi pentru calculul celor trei parametri un tabel de forma tabelului 3.1.

Calculul debitului mediu anual cu diferite asigurări se face după tabelul 3.2.

Tabelul 3.2. Determinarea debitului probabil anual corespunzător unui anumit grad de asigurare (după Rîbkin)

Asigurarea %	01	1	5	10	30	50	70	80	90	95	97	99
\emptyset (din tabelul Rîbkin) pentru $C_s =$												
$\emptyset C_v$ pentru $C_v =$												
$K_s = \emptyset$ $C_v + 1$												
$Q = Q_0 \cdot K_s$ (debit probabil mediu anual)												

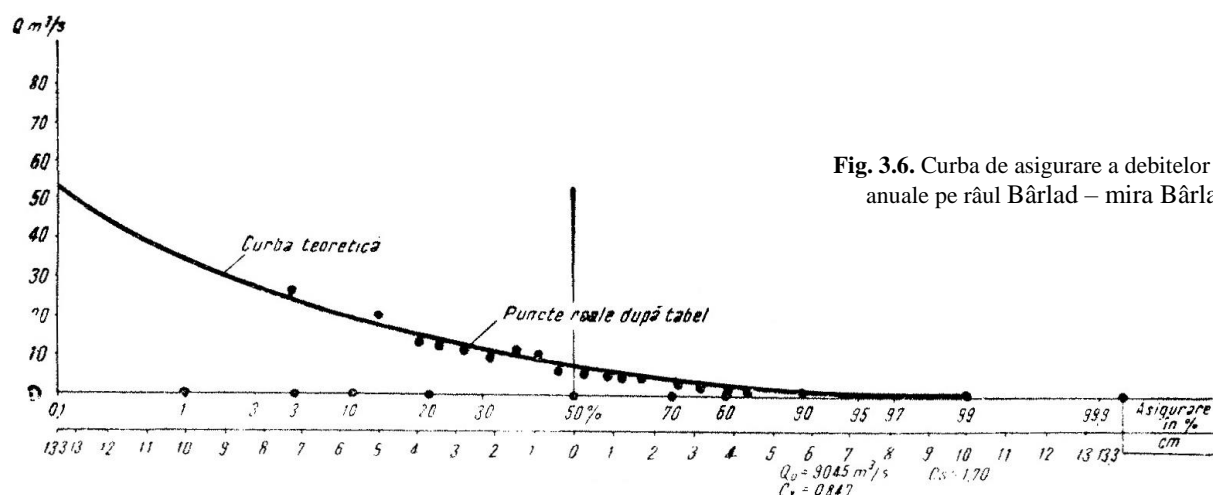


Fig. 3.6. Curba de asigurare a debitelor medii anuale pe râul Bârlad – mira Bârlad.

Pentru a reprezenta grafic curba de asigurare, se așază pe abscisă asigurarea (% în scară logaritmică) și pe ordonată debitele (m^3/s) și se obține (după datele din tabelul 3.2) curba de asigurare teoretică (fig. 3.6).

Această curbă teoretică se confruntă prin raportarea pe același grafic a punctelor reale din tabelul 3.1.

Distanțele normalizate ce se iau pe abscisă sunt date în tabelul 3.3 („Hidrologia practică”, Luciseva).

Tabelul 3.3. Distanțele pe abscisă ale gradului de asigurare

Asigurarea %	Distanța orizontală față de mijloc (50%) în mm	Correspunde la % în jumătatea a doua a graficului
50	0	50
48	2,1	52
40	10,9	60
30	22,5	70
20	36,2	80
10	55,1	90
5	70,7	95
3	80,9	97
1	100,0	99
0,1	133,0	99,9

Aplicând această metodă pentru determinarea anului de calcul, care este un an teoretic, se poate vedea care este gradul de asigurare cu apă a sistemului în procente la un anumit debit al râului, și invers.

Gradul de asigurare $p\%$, necesar pentru determinarea anului teoretic, se alege astfel ca sursa de apă să fie cât mai rațional folosită din punctul de vedere al economiei naționale sau locale.

La gradul de asigurare $p\%$ este garantată irigarea întregii suprafețe cu, obținându-se recolta normală Y . În restul de timp $(100-p)\%$ ani va trebui sau să se reducă suprafața de irigat ω sau să se schimbe regimul de udat, ceea ce va duce la reducerea recoltei până la mărimea :

$$Y_1 = \beta Y < Y$$

în care β este un coeficient ce se determină pe cale experimentală și care arată micșorarea producției în funcție de apă.

Producția totală de pe suprafața irigabilă ω pe durata de n ani va fi probabil egală cu:

$$\omega n Y [p + (1-p)\beta]$$

Odată cu creșterea gradului de asigurare p , suprafața de irigat ω se va reduce, iar coeficientul β va crește.

Gradul teoretic de asigurare se stabilește după maximul eficacității generale a irigației și obținerea unei producții garantate A în anii cu apă puțină, adică după relația $A = \omega \beta Y$, și se poate lua în majoritatea cazurilor de 80-90%.

Mai trebuie să se țină seama că din totalul debitului derivat pentru irigație, o parte se înapoiază în râu sub formă de scurgeri subterane sau de evacuare, prin rețeaua de canale de evacuare a sistemului de irigații.

Un proiect de irigații întocmit științific nu trebuie să conteze însă pe un debit mare de apă de reîntoarcere din sistem, deoarece aceasta ar însemna pierderi mari de apă inutile și, ceva mai mult, asemenea pierderi de apă importante ar putea duce la înmlăștinarea și salinizarea solului.

3.3. CALITATEA APEI DE IRIGAT

Calitatea apei de irigat joacă un rol hotărâtor în reușita lucrărilor de irigații și este determinată de: cantitatea și natura aluviunilor, gradul și natura mineralizării, reacția, temperatura și gradul de aerație. Influența pe care o exercită în timp apa de irigat – cu elementele enumerate mai sus – asupra fertilității solului se apreciază just numai luându-se în considerație și proprietățile solului, hidrologia și clima respectivă, precum și fiziologia plantelor ce se irigă.

3.3.1. ELEMENTE CE DETERMINĂ CALITATEA APEI PENTRU IRIGAȚII

3.3.1.1. Aluviunile

Aluviunile transportate de canalele de irigație și de desecări (canalele de desecare transportă aluviuni numai atunci când n-au fost corect proiectate și executate; în mod normal, în sistemele de desecare nu trebuie să apară aluviuni) se pot împărți, după locul de proveniență, în: aluviuni din râuri – fluvii (surse de apă) și aluviuni locale (rezultate din erodarea canalelor).

După caracterul mișcării, aluviunile din apă se împart în: aluviuni în suspensie și aluviuni de fund, care sunt transportate de apă prin târare, alunecare sau rostogolire pe fund. Aceasta este o împărțire convențională, deoarece tipurile lor de mișcare nu pot fi delimitate în timp și spațiu, întrucât aceeași particulă poate participa succesiv la diferite forme de transport, în funcție de variația vitezei și debitului lichid.

În mișcarea aluviunilor se evidențiază fazele de: eroziune, transport, și sedimentare.

Deși fenomenul de mișcare al aluviunilor a început a se studia încă din secolul al XVI-lea (D. Guglielmini – 1700; primul studiu științific poate fi considerat al lui L.G. du Buat, în „Principes d'hydraulique”, Paris 1816), totuși nu se poate afirma că problema este epuizată din punctul de vedere al cercetărilor științifice. N.E. Jukovski a studiat problema suspensiei aluviunilor în 1923, iar specialiștii români Constantin Chiru și Gr. C. Vasilescu au întreprins studii valoroase pe râurile interioare și respectiv pe Dunăre (C. Chiru „Canalizarea râurilor și irigațiuni” – București, 1893; Gr. C. Vasilescu „Debit solid du Danube”, București, 1929).

Problema „mișcării aluviunilor” în râuri și canale este foarte complexă, iar rezultatele obținute până în prezent pot fi considerate ca satisfăcătoare, pentru rezolvarea unor probleme tehnice, ca cea de față, în ipoteza (rar întâlnită în natură) că mișcarea curentului s-a presupus permanentă și secțiunea constantă (în cazul canalelor de irigații).

Aluviunile se clasifică după mărimea granulelor: $d > 200$ mm – bolovani; $d = 200-60$ mm – piatră; $d = 60-2$ mm – pietriș; $d = 2-0,05$ mm – nisip; $d = 0,05-0,005$ mm – praf; $d < 0,005$ mm – argilă. Greutatea specifică, forma și mărimea sunt caracteristicile principale ale aluviunilor.

Greutatea specifică a granulelor se ia $2,65 \text{ t/m}^3$ (greutatea specifică a elementului predominant în nisip, cuarțul) și variază între 2,2 și $2,8 \text{ t/m}^3$. Forma se definește prin caracteristicile: sfericitate și rotundime; sfericitatea minimă este = 1, când particula este sferică și crește cu mărimea particulei. Mărimea particulei prezintă importanță din punctul de vedere al regimului de

mișcare, cu deosebire fenomenul de depunere; legea lui Stokes (de cădere) se aplică particulelor sferice care au $\varnothing < 1/16$ mm (este limita din punct de vedere granulometric dintre „nisip foarte fin” și „praf grosolan”). Pentru acest motiv se caracterizează mărimea unei particule, prin „mărimea hidraulică” W , care este de fapt o viteză de sedimentare în condiții determinate. Pentru aluviuni de diametre medii d_1, d_2, \dots, d_i , notându-se prin x_1, x_2, \dots, x_i greutatea fracțiunilor exprimate în procente, față de greutatea totală a probei, rezultă diametrul ponderat d_m ca fiind:

$$d_m = \frac{\sum x_i d_i}{100} \quad (3.6)$$

Aluviunile fine cu $d < 0,005$ mm sunt cele mai fertile și indicate a se transporta până la terenurile de irigat. Particulele mari trebuie reținute în centrul de priză; sunt admise în sistemul de irigație numai cele care au $d < 0,1-0,2$ mm, având și acestea un rol favorabil asupra texturii solurilor grele.

Turbiditatea – greutatea de material solid raportată la unitatea de volum – variază de la râu la râu și chiar în același râu de la secțiune la secțiune, precum și la diferite debite; de exemplu, turbiditatea medie a Dunării este de $0,250 \text{ kg/m}^3$ la Orșova și de $0,450 \text{ kg/m}^3$ la Sulina. Nilul are turbiditatea medie de 1 kg/m^3 ; Colorado, 10 kg/m^3 și fluviul Huan-ho 34 kg/m^3 . Capacitatea de transport a aluviunilor aflate în suspensie într-un curent reprezintă volumul de material uscat, care poate fi purtat în unitatea de timp în starea de suspensie.

Studiul mișcării aluviunilor trebuie să ofere cunoașterea următoarelor elemente: mărimea hidraulică, viteza de antrenare a particulelor de la fundul albiei, viteza de sedimentare în curent, viteza critică a curentului (trecerea în suspensie a întregii mase aluvionale în mișcare), debitul solid în suspensie purtat de un curent, debitul solid de fund purtat de un curent, distribuția concentrației unei suspensii pe verticală.

Pentru stabilirea mărimii hidraulice a aluviunilor se consideră cazul unei granule sferice, de diametru d , care cade sub acțiunea greutății proprii G egală cu:

$$G = \frac{1}{6} \pi d^3 g (\rho_{al} - \rho) \quad (3.7)$$

în care:

ρ_{al} reprezintă densitatea aluviunilor (particulele solide);

ρ – densitatea apei.

Rezistența R dezvoltată de apă asupra unei particule sferice de dimensiuni foarte mici ($d < 0,125$ mm), după Stokes, este:

$$R = 3\pi\mu \cdot d \cdot W \quad (3.8)$$

în care:

μ este coeficientul de vâscozitate dinamică a apei.

Considerând mișcarea uniformă $G = R$ se obține:

$$W = g \cdot d^2 \frac{\rho_{al} - 1}{18\nu} \quad (3.9)$$

în care:

ν este coeficientul de vâscozitate cinematică.

Folosirea formulei lui Stokes a fost găsită valabilă (după cercetările lui A.P. Zegida și M.A. Velikanov) numai când:

$$Re = \frac{W \cdot R}{\nu} < 2$$

Pentru particule cu $d > 0,125$ mm, formula rezistenței (dată de Stokes) nu mai este valabilă; se recomandă:

$$W^2 = \frac{g \cdot d \left(\frac{\rho_{al}}{\rho} - 1 \right)}{B} \quad (3.10)$$

în care:

$$B = 0,21 + \frac{9}{Re} + \frac{3,83}{\sqrt{\arctg Re}}, \text{ pentru } Re = \frac{W \cdot d}{\nu}$$

În acest caz, W se determină prin încercări. Existând numeroase relații pentru determinarea lui W , cu domenii diferite de valabilitate, se recomandă folosirea tabelului 3.4 și graficului (fig. 3.7), în care se prezintă relația dintre W și d , ținându-se seama și de temperatură, care influențează vâscozitatea.

Capitolul de față, tratând calitatea apei de irigat, va înfățișa aspectul cantitativ și calitativ al materialului pe care-l transportă apa de irigat.

Cantitatea medie anuală a aluviunilor transportate într-un metru cub apă V se determină orientativ prin:

$$V = 1000\alpha I \text{ [kg/m}^3] \quad (3.11)$$

Tabelul 3.4. Valorile W (după T V – 24 – 110 – 48)

d (cm)	0,005	0,010	0,015	0,020	0,030	0,040	0,050	0,060	0,070	0,080
w (cm/s)	0,173	0,692	1,560	1,160	3,240	4,320	5,400	6,480	7,320	8,010
d (cm)	0,090	0,100	0,120	0,150	0,175	0,900	0,250	0,300	0,400	0,500
w (cm/s)	8,750	9,440	1,000	12,560	13,520	15,290	17,650	19,250	22,850	24,900

Tabelul 3.5. Variația conținutului de aluviuni în raport cu debitul

Cursul de apă	Conținutul de aluviuni, kg/m ³ la:					Localitatea	Anii
	Debite mari	Debite medii	Valori extreme	Media anuală	Media în perioada de vegetație		
R. Ialomița	—	—	0,27-6,28	1,32	1,72	Coșereni	1955 și 1956
R. Buzău	—	—	0,01-0,88	0,24	0,20	Măgura	1955 și 1956
R. Buzău	—	—	0,06-6,10	1,50	1,68	Racovița	1955 și 1956

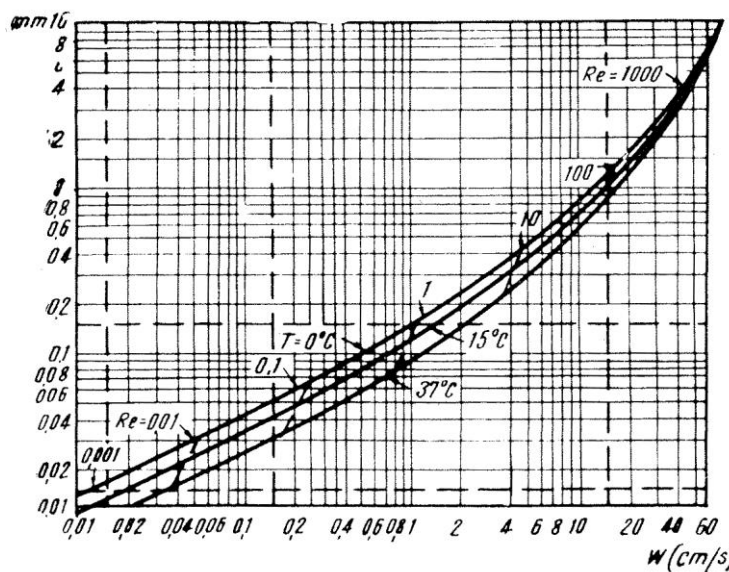


Fig. 3.7. Mărimea hidraulică W , în funcție de diametru și temperatură.

în care:

I – este panta hidraulică a curentului în sectorul studiat;

α – coeficientul gradului de eroziune a terenului din bazin, ce variază de la 8, pentru solurile ușor erodabile, până la 1 și mai puțin pentru cele greu erodabile; pentru râurile de munte $\alpha = 8-12$.

Institutul de Studii și Proiectări Energetice (I.S.P.E.) a propus următoarele relații pentru determinarea volumului mediu anual de suspensii V_a în m³, pentru râurile din România (1954):

$$V_a = 7000\alpha Q_m^{1,33} \quad (3.12)$$

pentru debite module $Q_m < 200$ m³/s;

$$V_a = 420000\alpha' Q_m^{0,56} \quad (3.13)$$

pentru debite module $Q_m > 200$ m³/s.

în care:

α și α' au valori ce variază de la 0,2 la 3 și respectiv de la 0,5 la 2, în funcție de textura solului și procentul de arătură în bazin.

Pentru condiții egale, cantitatea de aluviuni în suspensie este cu atât mai mare, cu cât debitul și viteza apei râului sunt mai mari (Dunărea transportă anual un volum de circa 81.000.000 t de aluviuni; la un debit mediu de 6.500 m³/s revin 0,4 g/l); de aceea, în timpul viiturilor (debite mari), cantitatea aluviunilor este superioară perioadelor cu debite medii, așa cum rezultă pentru diferitele cursuri de apă și din tabelul 3.5 și figura 3.8.

Calitatea aluviunilor, compoziția chimică și mecanică prezintă de asemenea mare importanță în studiul proiectării și exploatării sistemelor de irigații.

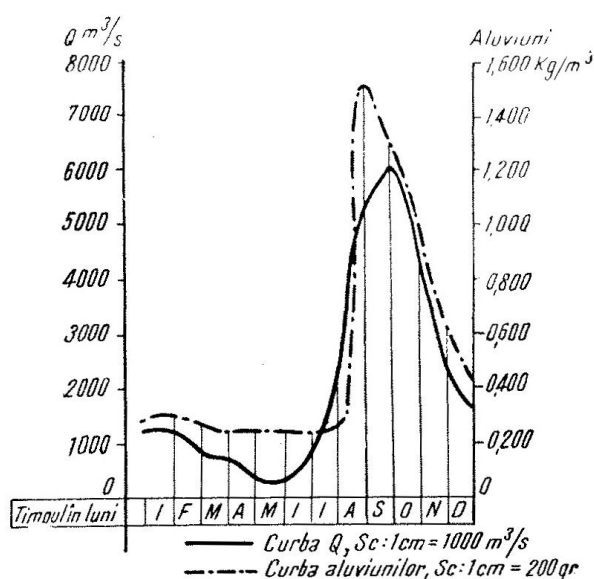


Fig. 3.8. Graficul variației conținutului de aluviuni în raport cu debitul lichid la fluviul Nil.

Compoziția chimică a aluviunilor se apropie de a argilelor, având bioxid de siliciu, substanțe organice, săruri (Ca, Mg, K, Na), acid fosforic și carbonic.

Compoziția aluviunilor (mecanică și chimică) se schimbă de la râu la râu și chiar la același râu în timpul anului (tabel 3.6 și 3.7), devenind mai fertilă în perioada apelor mari.

La noi în țară s-a pus problema dacă râurile care poartă mult material în suspensie, mai ales toamna și primăvara, n-ar putea servi și în scop de fertilizare. Studii suficiente nu s-au făcut încă sub acest aspect, dar cele existente confirmă că aluviunile râurilor noastre au un conținut de substanțe fertilizante care se află sub media cerută de o fertilitate mijlocie, așa că, cel puțin după datele pe care le avem, lucrările de irigație fertilizantă cu apele acestor râuri nu ar prezenta interes.

Tabelul 3.6. Variația compoziției aluviunilor în raport cu debitul fluviului Nil

Compoziția aluviunilor	La apele mari (%)	La etiaj (%)
Materii organice	15,02	10,37
Acid fosforic	1,78	0,57
Calciu	2,06	3,18
Magneziu	1,12	0,99
Potasiu	1,82	1,09
Sodiu	0,91	0,62
Aluminiu și oxid de fier	20,92	23,52
Siliciu	55,09	58,22
Acid carbonic	1,28	1,44

Tabelul 3.7. Compoziția mecanică a aluviunilor în suspensie din fluviul Dunărea (%) (I.C.A.R. – Secția Îmbunătățiri Funciare)

Locul probei și data	Frațiuni de particule (mm)				
	nisip grosier > 0,2	nisip fin 0,2-0,02	mâl I 0,02-0,11	mâl II 0,01-0,00	argilă < 0,002
Brațul Chilia com. Catargi (20.VI.1957)	0,2654	26,5869	17,0395	22,9847	33,1235
Brațul Sulina. Sulina (23.VI.1957)	0,2165	11,6548	17,3767	26,7959	43,9560

3.3.1.2. Mineralizarea

Calitatea apei de irigat, din punctul de vedere al mineralizării, variază cu natura sursei de apă și influențează asupra culturilor indirect, prin mărirea sau reducerea fertilității solului, cât și direct.

– Râurile reprezintă sursa principală de irigație și au în general apă de bună calitate. Conținutul de săruri dizolvate în apa râurilor este de circa 0,2-0,7 g/l și variază în funcție de: clima bazinului hidrografic (de exemplu, râul Călmățui), gradul de acoperire al bazinului hidrografic, natura rocilor, izvoarelor etc. Conținutul în săruri variază în diferite anotimpuri pentru același curs de apă. Apele râurilor din regiunile umede conțin mai puține săruri în comparație cu cele din regiunile secetoase; în primul caz predomină carbonații, iar în al doilea, sulfatii și clorurii.

– Apele subterane, ca și cele de suprafață, pot fi folosite la irigații. Rezervele de apă subterană apreciable în țara noastră (debit $\approx 180-380 \text{ m}^3/\text{s}$) prezintă importanță și prin poziția satisfăcătoare față de suprafețele irigate. Pe glob se irigă suprafețe mari cu ape subterane (fosta U.R.S.S., India etc.); la noi în țară, suprafețele irigate cu ape subterane sunt concentrate în luncile râurilor Jiu, Argeș, Mureș, unde apa freatică abundentă este de calitate satisfăcătoare (bicarbonată – calcică).

Apele subterane se caracterizează prin lipsa materialului aluvionar și printr-o mineralizare mai ridicată, în comparație cu apele de suprafață. Calitatea apelor subterane este legată de natura straturilor acvifer, de clima bazinului de recepție etc.

Cu cât adâncimea straturilor acvifer este mai mică (2-4 m), clima mai uscată și viteza de scurgere este mai redusă, cu atât gradul de mineralizare al apei subterane este mai mare. În Bărăgan, straturile freactice cu debit redus au un conținut ridicat de săruri ($> 3 \text{ g/l}$) în lunca inferioară a Dunării „Mostiștea-Siret”, în lunca inferioară a Ialomiței „Urziceni-Dunăre”, în lunca de confluență a Buzăului cu a Siretului, în Valea Iencii etc.

Gradul de mineralizare a apelor mai este în funcție și de poziția lor față de relieful zonei și se mă-

rește de la linia de separație a apelor spre talveguri.

Aprecierea calității apei freatice pentru irigații se poate face cu ajutorul graficului (fig. 3.9), elaborat de N. Florea (1961), în funcție de conținutul absolut de săruri și relativ de Na^+ .

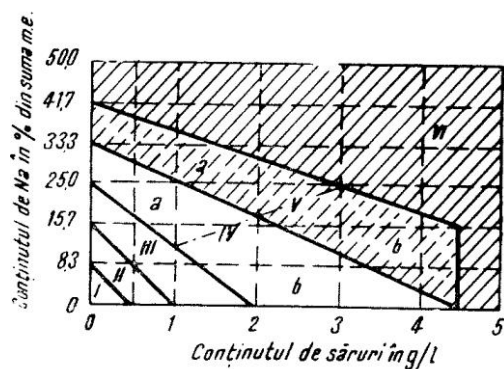


Fig. 3.9. Grafic pentru aprecierea calității apei de irigație: I – ape excelente; II – ape foarte bune; III – ape bune pentru majoritatea culturilor, în special pe soluri ușoare și mijlocii, acceptabile pentru plante sensibile și în cazul solurilor grele, când se recomandă spălări periodice; IV – ape acceptabile pentru majoritatea culturilor, mai ales în cazul solurilor ușoare și carbonatice; IV, a – ape acceptabile pentru solurile ușor levigate; IV, b – ape nesatisfăcătoare pentru plantele sensibile și în cazul solurilor grele; sunt necesare spălări periodice; V – ape dăunătoare pentru majoritatea culturilor (mai ales pe soluri necarbonatice – V, a și grele V, a și V, b); sunt necesare spălări frecvente; VI – ape foarte dăunătoare pentru toate culturile.

În Bărăgan prezintă o importanță mai mare pentru irigații apele subterane adânci, fiind mai abundente și de calitate superioară celor freatice. Din punct de vedere calitativ (chimic), apele subterane din Bărăgan se pot împărți în două regiuni prin râul Ialomița: *regiunea de sud* „Bărăganul sudic” cu ape bune satisfăcătoare pentru irigații (coeficient de irigație, $C_i = 24-13$ după Priklonski; după clasificarea Thorne se încadrează ca fiind ape moderat ÷ puternic mineralizate, cu indicii $\text{C}_2\text{S}_1 - \text{C}_3\text{S}_1$, putând avea o întrebuințare limitată pentru solurile cu o permeabilitate bună) și *regiunea de nord* „Bărăganul central și nordic”, cu ape satisfăcătoare ÷ nesatisfăcătoare pentru irigații ($C_i = 8-2$ după Priklonski sau $\text{C}_3\text{S}_1 - \text{C}_5\text{S}_1$ după Thorne; aceste ape pot fi întrebuințate pentru irigații cu multe precauții pe terenuri foarte permeabile, cu amenajări de drenaje, cu spălări și cultivând plante cu toleranță mare la săruri.

La folosirea pentru irigații a unei ape bogate în săruri se impune amestecarea sa cu apă nemineralizată.

– *Apele iazurilor și bazinelor de acumulare* ocupă din punctul de vedere al proprietăților lor o poziție mijlocie între apele de râu și cele subterane. Cu cât bazinul este mai puțin adânc, temperatura apei este mai ridicată și timpul de stagnare este mai mare, cu atât mai mare este și concentrația sărurilor. Pe lângă evaporare,

la concentrația sărurilor din apa bazinului mai poate contribui și lipsa evacuărilor de fund.

– *Apele uzate* (fecalo-menajere și industriale), deși sunt folosite la noi în țară pe scară restrânsă la irigații, având mari perspective, trebuie analizate pe lângă conținutul în săruri și din punctul de vedere al prezenței ouălor de helminți, microbi-virusi etc.

– *Apele scurse de pe versanți* – de proveniență locală – folosite limitat deocamdată (de exemplu pentru irigarea fânețelor din zona Făgăraș), îndeplinesc în general condițiile cerute pentru irigații.

Apa de irigație mineralizată peste anumite limite exercită o acțiune negativă prin trei căi:

- reduce accesibilitatea apei pentru plante prin creșterea presiunii osmotice a soluției de sol;
- se pot combina și fixa în prezența sărurilor unele elemente utile din sol;
- prin acțiunea toxică directă asupra plantelor.

Influența dăunătoare a sărurilor din apa de irigație depinde de: conținutul total de săruri solubile; acțiunea reciprocă dintre săruri; natura compoziției solului; felul culturilor; cantitatea de apă folosită pentru irigații; metoda de udare; calitatea muncilor agricole; prezența drenajului artificial sau a unui strat subteran cu putere drenantă; regimul climatic local ș.a.

Laboratorul de salinitate al S.U.A. apreciază însușirile principale ale apei (calitățile) pentru irigat, prin: concentrația totală de săruri solubile; concentrația de sodiu și raportul dintre sodiu și calciu, plus magneziu; conținutul de bicarbonați; concentrația de bor și alte săruri în concentrații nocive.

Apa de irigații poate conține 0,15–0,30 g/l săruri solubile. Sărurile se acumulează în timp în sol; o mică parte sunt absorbite de plante. Dacă solul este lipsit de un drenaj natural corespunzător și nu se fac nici amenajări corespunzătoare (drenaj + spălări), atunci se produce mineralizarea acestuia. Un exemplu, dat de V.A. Kovda, arată că la o normă de irigație $M = 10.000 \text{ m}^3/\text{ha}$, cu un conținut de săruri de 0,20 g/l, dacă prin evaporare se concentrează până la $100 \text{ m}^3/\text{ha}$, se formează la sfârșitul perioadei de vegetație o soluție cu o concentrație de aproximativ 20 g/l. Rezultă de mai sus că și la o concentrație redusă de săruri (0,2 g/l), procesul de salinizare se evidențiază; pentru acest motiv se impune o atenție mare în tehnica irigației, astfel ca să rezulte un bilanț echilibrat (veniturile-primiri de săruri să fie echilibrate cu pierderile). Apa de irigație poate duce și la sărăcirea solului în săruri, nu numai la îmbogățirea sa. La stabilirea calității apei de irigat contează, după cum s-a menționat, pe lângă conținutul total în săruri, și felul lor. Sărurile dizolvate în apă se disociază în cationi – de calciu, magneziu, potasiu și sodiu – care pot intra în reacții de schimb cu diverși compuși din sol și anioni – bicarbonați, sulfati și cloruri. O apă cu un conținut ridicat de săruri

solubile provoacă spălarea carbonatului de calciu (în soluții de clorură de sodiu și sulfat de sodiu).

Sodiul – Na – este cationul cu un efect negativ rapid asupra proprietăților fizice ale solului, reducându-i permeabilitatea pentru apă și aer. Dacă Na înlocuiește Ca, terenul defloculează, devine gelatinos, ține apa, împiedică aerația și, în consecință, reduce activitatea microorganismelor din sol; ca urmare, plantele se vor vesteji prin asfixiere.

Carbonatul de sodiu Na_2CO_3 este foarte dăunător, prin faptul că sodiul hidrolizează ușor formând cu oxidrilii soda caustică NaOH , care dizolvă materia organică, rezultând crusta (pelicula) de culoare neagră, care se depune în urma evaporării apei.

Potasiul, calciul și magneziul sunt necesare nutriției plantelor și formării agregatelor de sol (Ca); potasiul se găsește rar în apa de irigații, iar magneziul, dacă abundă sub formă de MgCl_2 sau MgSO_4 , devine dăunător vegetației.

Anionii cei mai abundenți în apa de irigație sunt: Cl^- , SO_4^{--} , HCO_3^- , CO_3^{--} , NO_3^- , care pot avea o acțiune toxică asupra plantelor, prin influențarea presiunii osmotice; SO_4 – este toxic, sub formă MgSO_4 ; NO_3 este toxic în concentrație puternică. Orezul se poate folosi ca măsură de desalinizare, prin amenajările și regimul de irigație ce-l reclamă, însă și în acest caz trebuie respectate anumite limite, pentru că, în parcele, apa – inițial dulce – se mineralizează repede (Studii – Călmățui, Gr. Obreja și colab. 1958).

Influența apei de irigat asupra culturilor agricole se exercită nu atât prin concentrația și felul sărurilor din apa de irigat, cât prin concentrația și felul sărurilor din soluția de sol rezultată în urma irigației.

Soluția de sol din zona rădăcinilor are o concentrație în săruri superioară apei de irigat; în solurile irigate des ajunge să fie (concentrația) de 2-3 ori mai mare (decât în apa de irigat), în solurile mijlocii, de circa 10 ori, iar în solurile grele – cu drenaj slab – peste 100 de ori (M. Botzan, 1962). Concentrația soluției din sol depinde și de condițiile climatice locale, ca și de data analizării în comparație cu data aplicării udării (înainte de udare, concentrația soluției de sol este maximă). Pe măsură ce crește conținutul de săruri al solului – prin apa de irigație mineralizată – crește și presiunea osmotică a soluției de sol și în consecință crește și forța de sucțiune a solului (tabel 3.8).

Rezultă că forța de sucțiune a unui sol salin crește foarte mult, reclamând un plafon minim al umidității solului, cu mult mai ridicat în comparație cu un sol normal; deci, un principal efect al sărăturii solului este și reducerea cantității de apă accesibilă plantelor.

Limita conținutului total de săruri din apa de irigație (reziduiul fix mineral) admisibil este de 0,8-1 g/l (Antipov – Karataev, Cerkasov, 1954).

Tabelul 3.8. Creșterea forței de sucțiune cu creșterea salinității solului (V.A. Kovda – 1960)

Sol nesalin		Sol cu 0,55% săruri		Sol cu 2,13% săruri	
Umiditate (%)	Sucțiune (at)	Umiditate (%)	Sucțiune (at)	Umiditate (%)	Sucțiune (at)
9,4	20	9,3	35	9,9	143
12,2	10	12,4	26	13,3	59
18,3	2	18,6	18	19,6	30
–	–	24,8	11	25,8	17

Folosirea la irigații a apelor cu un conținut ridicat de săruri este determinată și de condițiile specifice locale: permeabilitatea solului, capacitatea drenantă a subsolului, precipitații după perioada de irigații etc.

În anul 1960 s-au experimentat la noi în țară irigații cu ape care conțineau 2 g/l săruri (Sarinasuf) cu apă din lacul Razelm. Experiențele limitate ca timp și fără drenaj nu pot fi concludente.

– *Clasificarea apelor de irigație* se face orientativ pe baza unor indici practici (în special plante indicatoare), iar pentru proiectare pe baza buletinului de analize, care trebuie să cuprindă: reacția, reziduiul mineral fix, procentul principalilor ioni și procentul de sodiu față de suma cationilor – capacitatea de adsorbție a sodiului (SAR – sodium adsorption ratio, eng.).

$$SAR = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}} \quad (3.14)$$

Concentrațiile celor trei cationi solubili sunt date în miliechivalenți la litru. Raportul SAR s-a dedus pe cale statistică, dar are o bază teoretică precisă (Dr. Fireman). Pentru determinarea valorii SAR se folosește nomograma 3.10.

Conținutul procentual de Na% se determină pe baza analizelor ce cuprind cantitățile separate ale ionilor, prin relația:

$$Na\% = \frac{Na}{Ca + Mg + K + Na} \cdot 100 \quad (3.15)$$

Concentrația totală a sărurilor din apa de irigație se poate exprima în următoarele feluri: ca rezidui fix mineral, g/l; prin conductanța electrică EC , în micro-mho/cm la 25°C (conductanța electrică a unei soluții este reciprocă rezistenței și se măsoară în $mho = \frac{1}{ohm}$).

În cele mai noi publicații, conținutul de săruri din apa de irigație și din sol se exprimă în unități echivalente din punct de vedere chimic; acest procedeu prezintă avantajul raportării mai ușoare a conținutului de săruri la presiunea osmotică, care depinde de numărul de ioni în soluție. Reziduiul mineral și felul sărurilor influențând presiunea osmotică P_0 a soluției influențează de asemenea și conductibilitatea electrică EC a acesteia.

$$P_0 = 0,36EC \cdot 10^3 \quad (3.16)$$

(în limita 3-39 milimho/cm).

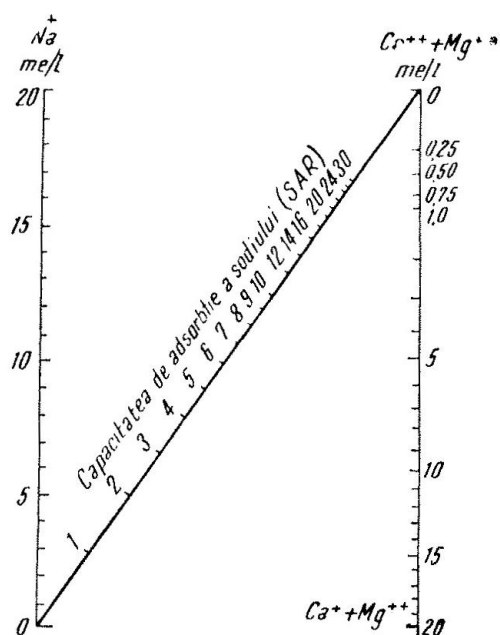


Fig. 3.10. Nomograma pentru calculul capacității de adsorbție a solului (SAR).

Un procedeu frecvent pentru clasificarea apelor de irigații care conține mai multe feluri de săruri este așa-numitul „coeficient de irigație C_i ” (Priklonski și Laptev, 1949), care se bazează pe raportul între mili-echivalenții de Na^+ și cei de anioni puternici, Cl^- și SO_4^{--} . Coeficientul de irigație se calculează cu formulele din tabelul 3.9, după conținutul de săruri.

Tabelul 3.9. Relații pentru calculul coeficientului de irigație (ionii sunt exprimați în me/l)

Tipul soluției	Relația C_i
Conținutul de $Na^+ < Cl^-$ Este prezentă clorura de sodiu	$C_i = \frac{288}{5Cl^-}$
Conținutul de $Na^+ > Cl^-$, dar $< \sum (Cl^- + SO_4^{--})$ Sunt prezente cloruri și sulfati	$C_i = \frac{288}{Na^+ + 4Cl^-}$
Conținutul de $Na^+ > \sum (Cl^- + SO_4^{--})$ Sunt prezente cloruri, sulfati și carbonați	$C_i = \frac{288}{10Na^+ - 4Cl^- - 9SO_4^{--}}$

După coeficientul de irigație, apa de irigație se clasifică în 4 clase (tab. 3.10).

Thorne și Peterson (1954) clasifică apele de irigație pe baza conductanței electrice EC și a capacității de adsorbție SAR , figura 3.11 (scara conductanței electrice este logaritmică). $C_1, C_2, C_3, C_4, C_5, C_6$ reprezintă clasele de ape cu perspective de concentrare a sărurilor (salinizare), iar S_1, S_2, S_3, S_4 reprezintă clasele

cu perspective mari de acumulare a sodiului schimbabil (solonțare) – tabelul 3.11, după Thorne și Peterson.

Tabelul 3.10. Clasificarea apei de irigație după coeficientul de irigație C_i

C_i	Clasificare	Condiții de folosire
>18	Bună	Se folosește cu succes la irigație fără măsuri speciale
18-6	Satisfăcătoare	Necesare măsuri contra acumulării sărurilor în sol, cu excepția solurilor ușoare, cu drenaj natural
5,9-1,2	Nesatisfăcătoare	Aproape totdeauna este necesar drenajul artificial
$<1,2$	Rea	Apa nu este bună pentru irigație

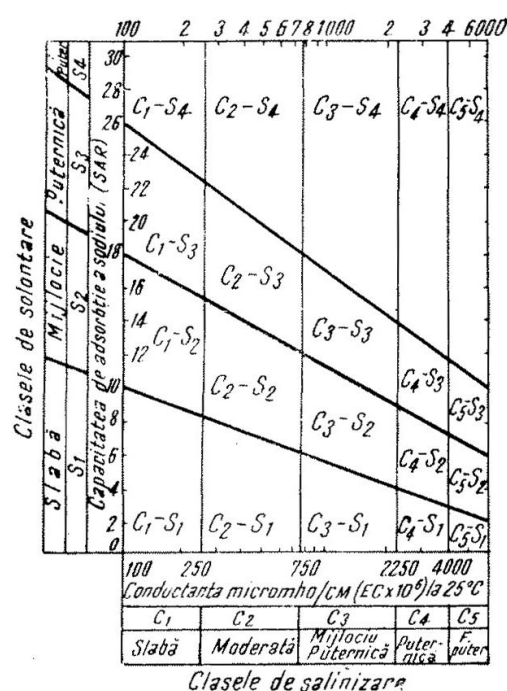


Fig. 3.11. Diagrama pentru determinarea calității unei ape de irigație pe baza conductanței electrice și a capacității de adsorbție a sodiului.

Folosind sistemul de clasificare Priklonschi și Thorne se centralizează în tabelul 3.12 (după M. Botzan) indicii de calitate ai principalelor cursuri de apă din sud-estul țării.

Datele de mai sus dovedesc concordanța între cele două sisteme de clasificare și totodată indicația de a se folosi ambele sisteme în caracterizarea unei surse de apă pentru irigații, întrucât acestea se completează. De asemenea, mai rezultă ca spre vărsare se constată o creștere a concentrației de săruri în apa râurilor studiate, fără a deveni interzise pentru irigații.

În funcție de mineralizarea de vară a râurilor din România s-a făcut o raionare hidrochimică orientativă (Anghel, 1958), luându-se în considerare anionul și cationul dominant, în 4 trepte de mineralizare (tab. 3.13).

Tabelul 3.11. Clasificarea apei de irigație

	Notația	Limite valori	Caracterizarea apei	Indicația de folosire la irigații	Observații
Clasele de salinizare	C ₁	(micromho) (2-250)	mineralizare slabă	pentru majoritatea culturilor și solurilor	
	C ₂	(250-750)	moderat mineralizate	pentru majoritatea culturilor cu excepția celor foarte sensibile la săruri	
	C ₃	(750-2.250)	mijlociu până la puternic mineralizate	pe soluri cu permeabilitate moderată – bună, pentru plante cu toleranță moderată până la bună	sunt necesare spălări regulate și unele amenajări
	C ₄	(2.250-4.000)	puternic mineralizate	numai pe soluri cu permeabilitate bună, pentru plante tolerante la săruri	spălări speciale și amenajări speciale
	C ₅	(4.000-6.000)	foarte puternic mineralizate	nu se folosesc la irigații; excepție pe unele soluri foarte permeabile și pentru plante cu toleranță mare la săruri	spălări frecvente
	C ₆	(6.000–)	excesiv de mineralizare	nu se folosesc la irigații	
Clasele de solonțare	S ₁	(S.A.R.) (0-10)	ape de solonțare slabă	pe aproape toate solurile cu pericol redus de acumulare a cantităților dăunătoare de sodiu schimbabil	
	S ₂	(10-18)	ape de solonțare mijlocie	pe soluri cu textură grosieră cu permeabilitate bună	în solurile argiloase cu permeabilitate mică și conținut redus de substanțe organice nu se indică
	S ₃	(18-26)	ape de solonțare puternică	se folosesc la irigații în condiții speciale	drenaj bun, spălări puternice, adaos de substanță organică – amendamente chimice
	S ₄	(>26)	ape de solonțare foarte puternică	nesatisfăcătoare pentru irigații	folosirea gipsului și condiții de spălări intense, permit folosirea excepțională

Tabelul 3.12. Indicii de calitate ai principalelor ape curgătoare din Bărăgan

Apa	Locul și data probelor	pH	Reziduu fix mineral		Na ⁺ +K ⁺ %	SAR	Clasificare	
			g/l	EC·10 ⁶			Prikłonski	Thorne
Dunărea	Aval Călmățui, VIII,1956	7,3	0,215	330	12	0,6	110	C ₂ S ₁
	Aval Brăila, V.1955	7,8	0,354	590	28	1,3	22	C ₂ S ₁
Siretul	Domnești, VI-X.1953-1954	7,3-7,4	0,237-0,330	390-550	20-21	0,8	63-39	C ₂ S ₁
	Vărsare, V.1955	7,6	0,370	620	22	0,9	23	C ₂ S ₁
Buzăul	Racovița, IV-X.1955-1956	7,7-7,7	0,220-0,812	370-1350	38-62	1,7-5,2	11-8	C ₂ S ₁ – C ₂ S ₁
	Latinu, IX.1959		1,095	1830	74	8,5	5	C ₃ S ₁
Ialomița	Coșereni, IV-X.1954-1956	7,2-7,6	0,463-1,417	700-2220	49-60	2,7-4,8	14-8	C ₃ S ₁
	Slobozia, IV-X.1954-1956	7,2-7,8	0,387-0,881	640-1460	46-75	3,3-9,5	9-4	C ₂ S ₁ – C ₃ S ₂

Tabelul 3.13. Raionarea hidrochimică orientativă a râurilor din România

Zona	Conținutul total de săruri (g/l)	Caracterizarea apei din punct de vedere al gradului de mineralizare	Săruri dominante	Bazinul hidrografic, zona, teritoriul, sectorul de râu
I	<0,2	mineralizare redusă	bicarbonate calcice	– bazinele superioare ale râurilor din munții cu roci cristaline și eruptive
II	0,2-0,5	mineralizare mijlocie	bicarbonate calcice	– câmpia de vest și a Transilvaniei; regiunile subcarpatice, bazinele r. Jiu, Argeș, Siret și cursurile Olt, Prut, Dunăre
III	0,5-1	mineralizare ridicată	– bicarbonate calcice – clorurate (datorită depozitelor salifere din bazinul hidrografic)	– Drâmcea, Desnățui, Călmățuiul Sudic, cursurile de apă din Dobrogea; – Buzăul, Trotușul, Taslăul, Târnava Mică
IV	>1	mineralizare înaltă	– clorurate – sulfatate	– Ialomița (în regiunea de deal și câmpie), Călmățuiul estic, Râmnicul Sărat, Putna, Jijia.

3.3.1.3. Reacția apei (pH-ul)

Reacția apei – pH-ul este logaritmul reciproc al concentrației de hidrogenioni.

Soluția este neutră la $\text{pH} = 7$, este acidă la $\text{pH} < 7$ și alcalină la $\text{pH} > 7$. În general, mediul neutru $\text{pH} = 7$ creează condiții optime pentru activitatea microorganismelor, pentru dezvoltarea plantelor. Este cunoscut că reacția diferitelor soluri variază între 5 și 8,5, scăzând la solurile turboase până la 3,5 și crescând la solurile de potasiu până la 9,5. Solurile acide, prin irigarea cu ape ce au reacție alcalină, se ameliorează, îmbunătățindu-se și compoziția lor chimică.

Cu cât apa de irigație este mai alcalină ($\text{pH} > 8,5$), cu atât conținutul de particule de oxid de siliciu, sub formă coloidală, este mai mare; la udările îndelungate prin inundare se formează la suprafață o crustă impermeabilă, improprie încolțirii semințelor. Apele ușor alcaline, care conțin mai mult sodiu decât calciu (din izvoare, lacuri, ape subterane), cu un reziduu mineral fix de 0,7-1,5 g/l, pot produce, după irigații îndelungate, o alcalinizare puternică a solurilor, o dezagregare totală și acumulare de sodiu și magneziu adsorbivi și de carbonat și bicarbonat de sodiu liber. În cazul unui conținut natural ridicat de gips, alcalinizarea nu poate atinge un asemenea grad, echivalent cu distrugerea fertilității solului.

3.3.1.4. Temperatura

Apa de irigație trebuie să aibă o temperatură cât mai apropiată cu temperatura optimă de dezvoltare a plantelor, pentru a nu produce perturbări în dezvoltarea acestora.

În cazul când se folosește pentru irigații apă rece, cu temperaturi de 10-12° (provenind din izvoare, din straturile de adâncime, din râurile de munte în zona submontană etc.), care ar putea dăuna culturilor, se recomandă a se încălzi în prealabil. Aceasta se poate realiza prin: amenajarea de bazine de încălzire, ce pot avea și rolul de compensare; destinarea unei parcele din orezări acestui scop (în cazul orezăriilor evitând astfel bruscarea orezului); sau circulând prin canalele de irigație, asigurându-se odată cu încălzirea și aerarea apei.

În zilele calde de vară, temperatura apei de irigat, fiind mai scăzută în comparație cu a solului, are un rol favorabil asupra vegetației.

Pe de altă parte, o apă caldă, cum este apa provenită de la canalizări, industrii, izvoare termice etc., poate deveni primejdioasă prin forțarea vegetației, prin opărire etc.

Studiile întreprinse în condiții locale speciale, în podișul litoral „Techirghiol – Mangalia” (Gh. Pricop, 1962), cu ape din diverse surse și cu diverse temperaturi (11-22°C), scot în evidență faptul că producțiile

obținute la irigația prin scurgere la suprafață (udarea pe brazde) cu apă la 11°C sunt superioare celor obținute prin aspersiune cu apă la 22°C (tab. 3.17).

Tabelul 3.17. Producțiile obținute în câmpul experimental de la Mangalia

Variantele experimentate	Producția obținută în kg/ha					
	Roșii	Ardei	Vinete	Varză	Sfeclă	Porumb furajer
V ₁ – Irigat prin aspersiune cu apă la temperatura normală 22°C	27.650	14.900	9.460	20.750	22.500	24.000
V ₂ – Irigat prin aspersiune cu apă la temperatura de 11°C	31.600	19.960	12.220	32.600	31.500	38.000
V ₃ – Irigat prin inundare cu apă la temperatura normală de 22°C	34.300	18.600	9.950	26.600	26.000	24.000
V ₄ – Irigat prin inundare cu apă la temperatura de 11°C	38.400	22.900	15.000	41.000	43.000	36.500

Se justifică această situație (experiența a durat numai un an) prin acțiunea favorabilă pe care a exercitat-o apa rece, „scoborând temperatura solului către condițiile optime pentru dezvoltarea plantelor” (Gh. Pricop, 1962).

3.3.1.5. Gradul de aerație

Gradul de aerație (conținutul de oxigen) al apei de irigat are un rol important în procesele de oxidare din sol.

La 1 m³ de apă se găsesc circa 40-55 cm³ gaze, din care aproximativ 20 cm³ bioxid de carbon, aproximativ 15-20 cm³ azot și aproximativ 8-12 cm³ oxigen.

Conținutul de gaze este mai mare iarna decât vara. Cu cât conținutul în CO₂ este mai mare, cu atât mai mare este puterea de dizolvare a apei din râu.

În apele de izvoare, de puțuri sau foraje, se găsește mai puțin oxigen și pentru a se îmbogăți în acest element se recomandă circulația apei pe canale prevăzute cu căderi.

3.3.2. INDICI PRACTICI PENTRU STABILIREA CALITĂȚII APEI DE IRIGAT

Practica pune la dispoziție o serie de mijloace orientative cu privire la calitatea apei. Se consideră că o apă este bună pentru irigație atunci când îndeplinește

următoarele condiții: crește în ea năsturelul (*Nasturtium officinale*), broscarița (*Potamogeton perfoliatus* și *fluitans*), bobornicul (*Veronica beccabunga* și *Anagallis*), piciorul cocoșului (*Ranunculus aquatilis*); mana de apă (*Glyceria aquatica*), crinul de baltă (*Butomus umbellatus*); când pe pietrișul albiei se formează un strat vâscos, întunecat, sau în urma unei evaporatii de 24 de ore rămâne același depozit întunecat; când în locurile pe unde trece apa crește năsturelul și plutește o algă verde, filamentoasă, care seamănă cu mătasea broaștei; trăiesc în ea pești, broaște etc.

Se consideră că o apă este foarte bună pentru irigație și poate fi folosită la irigarea tuturor terenurilor atunci când: apa este limpede; pietrele și pietrișul rămân curate; malurile și albia sursei sunt lipsite de materii vâscoase verzi; în canale nu se formează vegetație târătoare.

Se consideră că o apă este mediocră, dar poate totuși servi la irigație atunci când cresc în ea: ștevia de baltă (*Rumex palustris*), trestia (*Arundo donax*), cucuta de apă (*Cicuta virosa*), răchitanul (*Lythrum* sp.), izma broaștei (*Mentha aquatica*), pipirigul (*Scirpus* sp.), rugina (*Juncus effusus*).

– În general se consideră ca ape bune pentru irigație apele: râurilor, lacurilor mari, puțurilor cu apă potabilă. Se consideră ca ape mediocre apele izvoarelor, apele de scurgere de pe terenurile vecine etc.

DETERMINAREA DEBITULUI DE APĂ PE BAZA CĂRUIA SE DIMENSIONEAZĂ SISTEMELE DE IRIGAȚII, SISTEMELE DE DESECĂRI ȘI SISTEMELE MIXTE ȘI REVERSIBILE

4.1. REGIMUL HIDRIC AL SOLULUI

Caracteristicile hidrice ale unui teritoriu, în strânsă legătură cu toți factorii naturali, scot în evidență cerințele de amenajare hidroameliorativă, în scopul îmbunătățirii regimului de apă al solului (regimul hidric).

După cum s-a văzut din primul capitol, acest regim poate fi de diverse tipuri:

– Când $K > 1$, regimul hidric este de *tip percolativ*¹ pe tot profilul solului și în tot cursul anului (de exemplu subtipul mlăștinos, semimlăștinos) sau cu umectare periodică (subtip de silvostepă și de crovuri de stepă); acest tip de regim reclamă, în principal măsuri de desecare, prin diverse metode.

– Când $K < 1$, regimul hidric este de *tip nepercolativ*². La acest tip se diferențiază subtipurile: de stepă și de stepă cu orizont mort gros. Acest tip este cel mai interesat la irigații, datorită deficitului de precipitații și lipsei unui aport freatic. Aplicarea irigațiilor, în situația că roca-mamă este loessul, face posibilă apariția pericolului tasării, la subtipul al doilea, după cum la primul subtip (cu orizont mort subțire), apare pericolul ridicării nivelului freatic și sărăturării secundare. În cazul în care alimentarea solului se face în sens predominant ascendent (prin alimentarea freatică), regimul hidric este de tip exsudativ, cu subtipurile: de fâneață de stepă, de fâneață de soloncean.

– Când $K \approx 1$, în medie pe mai mulți ani, regimul hidric are un caracter de *tranziție* (în anii ploioși $K > 1$, iar în anii secetoși $K < 1$) *periodic percolativ*. În această situație, aplicarea măsurilor hidroameliorative și exploatarea lor trebuie făcută cu deosebită atenție.

Aplicarea diferitelor măsuri hidroameliorative produce modificări în regimul hidric al solului, putându-se crea și subtipuri diferite celor inițiale (de exemplu, subtipul de irigație, desecare, irigație cu drenaj). În scopul cunoașterii regimului hidric al solului trebuie analizate relațiile dintre sol și apă din sol.

4.1.1. RELAȚIILE DINTRE SOL ȘI APA DIN SOL

Formele în care se găsește apa în sol sunt condiționate de relația dintre următoarele forțe care acționează în interiorul solului: *forța de adsorbție*; *forța*

capilară $\left(H_c = 2 \frac{\tau}{r \cdot \gamma_a} \right)$; τ – tensiunea superficială a

apei; r – raza tubului capilar; γ_a – greutatea specifică a apei; *forța de gravitație* și *forța de osmoză*.

În raport cu gradul de legare a apei în sol, Rode distinge următoarele forme: apă strâns legată, apă labil legată și apă liberă (apă capilară, apă gravitațională).

4.1.1.1. Proprietățile solului în raport cu apa și mișcarea apei în sol

Proprietățile hidrofizice ale solului sunt: permeabilitatea pentru apă, capilaritatea și capacitatea de reținere a apei.

– *Permeabilitatea solului* pentru apă reprezintă proprietatea solului de a adsorbi și filtra apa, și depinde de mărimea porozității totale a solului, de dimensiunile porilor, de temperatura apei etc.

$$P = \left(1 - \frac{\gamma_v}{\gamma_{sp}} \right)$$

în care:

γ_v și γ_{sp} sunt greutatea volumetrică și specifică a solului.

În tabelul 4.1 se dă porozitatea diferitelor soluri.

Tabelul 4.1. Porozitatea diferitelor soluri

Denumirea solului	Volumul porilor în % din volumul solului
Nisipos	39,4
Nisipo-argilos	42,3
Argilos	47,4
Lutos	52,7

Reducerea permeabilității solului se datorește blocării aerului în sol, înghețării apei în sol, tasării, sărăturării solului (Na din complexul adsorbativ ducând la

¹ În prezent se introduce termenul de transpercolativ.

² În prezent se introduce termenul de netranspercolativ.

distrugerea agregatelor), procesului de gleizare etc.

Permeabilitatea solului se modifică, în cazul solurilor lutoase și argiloase prin apariția fenomenului de gonflare și reducere alternativă a volumului agregatelor în raport cu umiditatea solului, ceea ce se observă prin scăderea puternică a vitezei de filtrație numai după câteva ore, tinzând a se stabili la o valoare constantă (fig. 4.1).

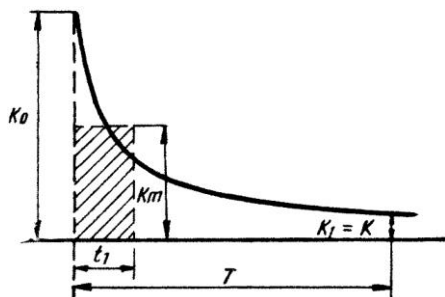


Fig. 4.1. Graficul fenomenului de filtrație: K_0 – valoarea inițială a vitezei de filtrație; K_m – valoarea medie a vitezei de filtrație, în timpul t ; K – coeficient de filtrație (egal cu viteza de filtrație stabilizată); T – timpul în care are loc stabilizarea fenomenului de filtrație; t_1 – timpul în care are loc satisfacerea capacității de saturație.

– *Capilaritatea solului* este proprietatea acestuia de a permite ridicarea apei în porii săi, datorită forței capilare, la înălțimi anumite. Stratul de sol în care are loc fenomenul de ridicare capilară din pânza freatică se numește franj capilar și variază ca în tabelul 4.2.

Tabelul 4.2. Înălțimea franjului capilar

Denumirea solului	Înălțimea de ridicare capilară (H_c), m
Nisipos	0,5-1
Nisipo-lutos	1-1,5
Lutos ușor	1,5-2
Lutos mijlociu	2-3
Lutos greu și loess	3-4
Argilos	4-5

– *Capacitatea de reținere a apei* în sol, cu următoarele forme: capacitatea maximă de adsorbție (cantitatea de apă reținută de particulele de sol, datorită forțelor moleculare de adsorbție); capacitatea de reținere higroscopică (cantitatea maximă de apă pe care o poate adsorbi solul numai din vaporii aflați în aer); capacitatea minimă pentru apă a solului (corespunde apei suspendate – stratul III – fig. 4.2.); capacitatea capilară – stratul II – (fig. 4.2); capacitatea de saturație (C_s) (stratul I – fig. 4.2).

În figura 4.2 este redată distribuția apei în profilul de sol și subsol alimentat de apă subterană (după Rode).

În raport cu sistemul de forțe ce acționează în interiorul solului se disting trei forme ale mișcării apei în sol:

– *mișcarea apei în stare de vapori*, care are loc sub acțiunea unui gradient de temperatură sau a unei diferențe de umiditate ce creează între două zone din sol o diferență de presiune a vaporilor de apă;

– *mișcarea capilară a apei în sol* determinată de forța capilară;

– *mișcarea gravitațională a apei în sol*, care se produce sub acțiunea forței de gravitate, însă se poate modifica sub acțiunea combinată a forței gravitației și a forței de presiune hidrostatică. Această mișcare se face

conform legii lui Darcy ($v = -k \frac{dh}{dl}$), în solurile saturate cu apă.

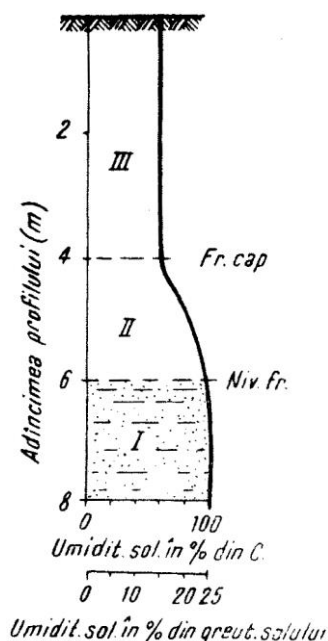


Fig. 4.2. Distribuția apei în profilul de sol și subsol prin alimentare, din apa subterană: I – orizont freatic; II – orizont cu apă capilară și gravitațională – sprijinită; III – orizont cu apă suspendată.

4.1.1.2. Constantele hidrofizice ale solului

Proprietățile hidrofizice ale solului se exprimă cantitativ prin constante hidrofizice, care sunt grupate astfel (după Rode):

– Capacitatea maximă de adsorbție a apei; – coeficientul de higroscopicitate c_{higr} (este cantitatea de apă pe care solul uscat la aer o poate adsorbi din aerul aproape saturat cu vapori de apă); – coeficientul de ofilire c_o (este conținutul de umiditate al solului la care plantele se ofilesc, fără a-și putea reface turgescența, $c_o \approx 1,5 c_{higr}$ – tabelul 4.3).

– Umiditatea de întrerupere a continuității capilare U_k este umiditatea minimă a solului de la care apa suspendată are proprietatea de a se deplasa într-o masă continuă spre zone cu umiditate mai scăzută

($U_k = 0,5C$ – pentru soluri lutoase sau luto-nisipoase).

– Capacitatea de câmp pentru apă a solului C este umiditatea corespunzătoare cantității maxime de apă suspendată ce poate fi reținută de sol. După Tiurmenov, $C = \frac{30}{\gamma_v} \div \frac{32}{\gamma_v}$, relație care în condițiile solurilor

țării noastre a fost aproximativ verificată (fig. 4.3).

Tabelul 4.3. Coeficientul de ofilire al diferitelor soluri (după Poirée și Ollier)

Natura solului	c_o în % din greutatea solului uscat
Nisipuri fine	2,5-3,5
Nisipos	5-8
Argilos	10-15
Lutos	14-16,5

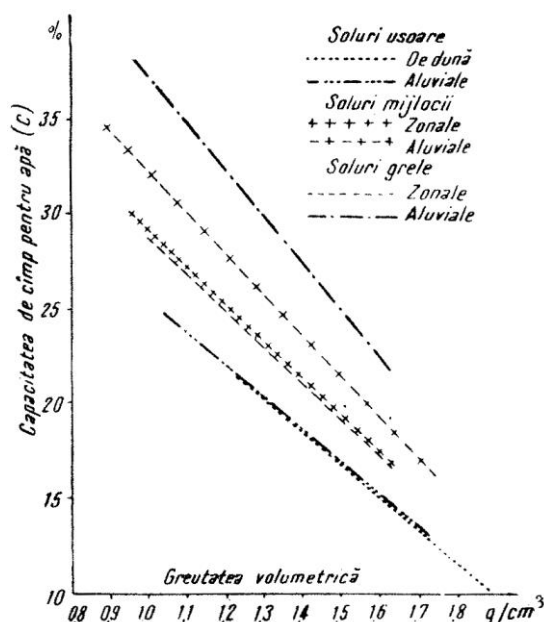


Fig. 4.3. Corelația dintre capacitatea de câmp pentru apă și greutatea volumetrică, la câteva grupe de soluri din România.

Un element important pentru proiectare îl reprezintă exprimarea capacității de câmp, în funcție de porozitate sau de volumul solului (tab. 4.4).

În tabelul 4.5 sunt date valorile capacității de câmp pentru principalele trei tipuri zonale de sol din câmpia Bărăganului.

Tabelul 4.4. Valoarea capacității de câmp în funcție de porozitatea sau de volumul solului, pentru sol cernoziom

Compoziția mecanică	Porozitatea, în %, pentru o adâncime a stratului de:			Capacitatea de câmp, în %					
				În raport cu porozitatea			În raport cu volumul solului		
	0-25cm	0-50 cm	0-75 cm	0-25cm	0-50cm	0-75 cm	0-25 cm	0-50 cm	0-75 cm
Ușor	52-55	51-54	52-54	58-61	56-58	50-52	30,1-33,4	28,5-31,2	26,5-28,0
Mijlociu	53-57	50-55	48-55	67-71	65-72	62-68	35,5-40,4	32,5-39,5	30,0-36,0
Greu	55-62	54-59	52-57	71-80	70-76	67-73	39,0-49,6	37,8-44,8	35,0-62,0

Tabelul 4.5. Capacitatea de câmp pentru apă a principalelor tipuri de soluri din Câmpia Bărăganului (medii ponderate pe adâncimile 0-0,5 m; 0-1 m și 0-1,5 m) (după M. Botzan)

Grupa și tipul solului	C %		
	0-0,1 m	0-1 m	0-1,5 m
<i>Ușoare, de dune</i>			
cernoziom castaniu-deschis,	20,6	17,8	15,7
cernoziom levigat	20,1	16,7	15,1
<i>Zonale mijlocii formate pe loess</i>			
cernoziom castaniu-deschis	24,6	23,1	22,3
cernoziom castaniu	26,6	25,1	23,9
cernoziom ciocolatiu	26,1	24,6	23,7
<i>Zonale grele, formate pe loess</i>			
cernoziom degradat	26,2	25,2	24,9
brun-roșcat de pădure	24,5	24,4	23,5

Capacitatea de câmp pentru apă a solului reprezintă limita optimă a umidității ce trebuie menținută în sol, pentru ca plantele să se dezvolte în condiții bune, și are o deosebită importanță în proiectarea și exploatarea sistemelor de irigații și desecări;

– capacitatea capilară pentru apă C_c este cantitatea maximă de apă capilară sprijinită, corespunzând unui nivel al apei freatice apropiat de suprafața solului;

– capacitatea de saturație a solului cu apă C_s este cantitatea maximă de apă pe care solul o poate primi în cazul umplerii cu apă a tuturor porilor.

Realizarea unei umidități în sol corespunzătoare sau apropiată capacității de saturație înrăutățește condițiile de viață ale plantelor, ducând la asfixierea lor. Celelalte constante hidrofizice, indicate de Rode, sunt: capacitatea de câmp limită, apa cedată și coeficientul de filtrație, ultima prezentând o deosebită importanță teoretică și practică.

Observație: până la saturarea completă a solului cu apă se folosește noțiunea de infiltrație, iar în continuare noțiunea de filtrație.

Valoarea coeficientului de filtrație se determină din graficul fenomenului de filtrație al apei având în vedere partea orizontală a curbei (v. fig. 4.1). Acest coeficient este inclus în relația lui Darcy: $v = KI$. În cazul când $I = 1$, $v = K$, deci rezultă că ecuația de dimensiune este $K = LT^{-1}$.

Noțiunile de coeficient de filtrație și coeficient de permeabilitate (numit pe scurt și permeabilitate) nu sunt identice. Coeficientul de permeabilitate K_p intră în legea liniară de filtrare, care are următoarea expresie:

$$v = -\frac{K_p}{\mu} \cdot \frac{dp}{dL} \quad (4.1)$$

în care:

μ este coeficientul de vâscozitate dinamică a lichidului;

$\frac{dp}{dL}$ este gradientul de presiune.

Ecuția de dimensiune a lui

$$K_p = \frac{[V][\mu][dL]}{dp} = \frac{LT^{-1} \cdot ML^{-1}T^{-1}L}{MLT^{-2} \cdot L^2} = L^2$$

După cum am arătat, procesul de infiltrație nu se desfășoară cu aceeași intensitate în timp. Astfel, în primele ore de la începerea acestui proces se constată o descreștere puternică a vitezei de infiltrație, pentru ca după câteva ore descreșterea să devină lentă (fig. 4.4).

Dacă se continuă experiențele mai mult timp, se constată că viteza de infiltrație va continua să scadă în mod permanent, însă din ce în ce mai lent, devenind constantă după un timp oarecare. Valoarea coeficientului de filtrație care caracterizează stadiul infiltrației stabilizate (filtrație!) trebuie să se aibă în vedere la proiectarea lucrărilor. Pentru principalele tipuri zonele de soluri formate pe loess din Bărăganul sudic și central, valorile coeficientului de filtrație (după Obrejanu Gr. și colab.¹) sunt ca în tabelul 4.6.

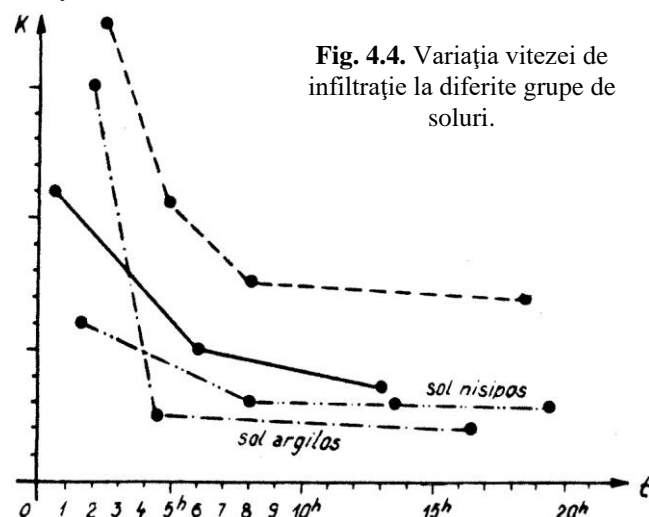


Fig. 4.4. Variația vitezei de infiltrație la diferite grupe de soluri.

Cu titlu de orientare se redă în tabelul 4.7 (după Poirée și Ollier, 1962) limitele de variație ale coeficientului de filtrație, în funcție de natura solului.

Trebuie menționat că toate studiile privind coeficientul de filtrație au la bază ipoteza omogenității so-

lului, situație care nu se întâlnește decât foarte rar și pe suprafețe restrânse. De aceea, în cazul unei zone irigabile sau desecabile este necesar să se efectueze măsurători în mai multe puncte ale zonei, precum și la diferite adâncimi.

Tabelul 4.6. Valorile coeficientului de filtrație la solurile zonale din Bărăgan

Tipul de sol	k m/s
Cernoziom castaniu și ciocolatiu	$1,10^{-5} \dots 2,5 \cdot 10^{-6}$
Cernoziom slab și mediu levigat	$1,6 \cdot 10^{-5} \dots 3 \cdot 10^{-6}$
Cernoziom puternic levigat	$1,2 \cdot 10^{-6} \dots 2 \cdot 10^{-6}$
Sol brun roșcat de pădure și podzol de depresiune	$8,2 \cdot 10^{-6} \dots 4 \cdot 10^{-7}$

Tabelul 4.7. Coeficientul de filtrație pentru câteva categorii de soluri

Natura solului	k	
	m/s	m/zi
Soluri practic impermeabile	$2,5 \cdot 10^{-8} - 10^{-7}$	0,00216-0,00864
Soluri puțin permeabile	$2,5 \cdot 10^{-7} - 10^{-6}$	0,0216-0,0864
Soluri mijlociu permeabile	$2,5 \cdot 10^{-6} - 5 \cdot 10^{-5}$	0,216-0,861
Soluri foarte permeabile	$2,5 \cdot 10^{-4} - 10^{-3}$	21,6-86,4

4.1.2. FACTORII CLIMATICI MAI IMPORTANȚI ȘI INFLUENȚA LOR ASUPRA REGIMULUI HIDRIC AL SOLULUI

– *Precipitațiile.* Umiditatea naturală a solului depinde în general de cantitatea de precipitații căzute, de condensarea vaporilor din sol, de aportul freatic și de afluența apei din afara perimetrului respectiv. Rolul principal revine însă precipitațiilor și felului cum sunt repartizate în timp. Trebuie ca plantele să aibă asigurată cantitatea de umiditate necesară în tot cursul perioadei de vegetație și mai ales în acele faze de dezvoltare când cererea lor de apă este mai ridicată (fazele critice). Însă nu toată apa provenită din precipitații poate fi folosită de plante, deoarece o parte din ea se pierde prin scurgere la suprafața terenului, prin infiltrație, în adâncime și prin evaporație. Cantitatea practic utilizabilă se ridică în cazul unei agrotehnici superioare la circa 50%.

Pentru calculul necesarului de apă de irigație, în proiectare se ia în considerație cantitatea de precipitații anuale sau din perioada de vegetație, cu asigurarea de 80%. Pentru calcularea debitului maxim ce trebuie evacuat printr-un sistem de desecare se au în vedere în general precipitațiile maxime înregistrate în 24 de ore în perioada critică, cu asigurarea de 5% (asigurarea se adoptă în funcție de clasa și categoria sistemului de desecare și de alte considerente).

– *Umiditatea aerului.* Cantitatea de vapor de apă din atmosferă este de mare însemnătate pentru

¹ Obrejan Gr. și colab. *Cercetări pedoameliorative în Bărăganul sudic și central și perspectiva extinderii irigațiilor*, Referat I.C.A.R., Sesiunea 1961.

viața plantelor, influențând asupra evapotranspirației. Starea de umiditate a aerului se exprimă prin tensiunea vaporilor f și umezeala relativă a aerului.

După cum se știe, umiditatea relativă H este definită de relația:

$$H = \frac{f}{F} \cdot 100$$

în care:

F – tensiunea maximă).

Umiditatea absolută S este:

$$S = \frac{1,06}{1 + \alpha t} \cdot f$$

în care:

t – temperatura aerului în $^{\circ}\text{C}$;

$\alpha = \frac{1}{273}$ – coeficientul de dilatație al gazelor.

Diferența dintre tensiunea maximă posibilă la un moment dat și tensiunea vaporilor pe care îi conține aerul în acel moment se numește deficit de saturație sau deficit de umiditate.

Viteza de evaporare e proporțională cu acest deficit, ceea ce este reflectat și prin relația Dalton-Mayer:

$$E = 15(F - f)(1 + 0,2v) \text{ [mm/24 ore]} \quad (4.2)$$

în care:

E reprezintă cantitatea de apă ce se evaporă în unitatea de timp de pe o anumită suprafață;

v – viteza vântului în m/s.

Irigarea culturilor aduce modificări importante ale umidității relative a aerului în păturile din apropierea terenului. Prin mărirea umidității relative (în special prin aspersiune) se reduce intensitatea evaporăției și transpirației.

– *Temperatura aerului și solului* este un important factor de vegetație, influențând evaporația la suprafața solului, transpirația plantelor, scurgerea și filtrația apei în sol, deci regimul hidric al solului.

– *Vânturile*, prin modificările pe care le pot produce în circulația maselor de aer, influențează asupra evapotranspirației; exercită o influență asupra dezvoltării plantelor și asupra orientării parcelelor de orez, perdelelor de protecție, asupra orientării aripilor aspersoare etc.

4.1.3. CONSUMUL DE APĂ DIN SOL

Suma consumului productiv din transpirația plantelor $\sum t$ și a pierderilor neproductive prin evaporație de la suprafața solului $\sum e$ reprezintă consumul total de apă din sol, numit și evapotranspirație $\sum t + e = E$. În cazul când acest consum se referă la un teren cu umiditate optimă (la nivelul capacității de câmp) și acoperit cu plante în dezvoltare, poartă nu-

mele de *evapotranspirație potențială* E_p . Întrucât umiditatea solului nu se poate menține permanent la nivelul optim, consumul de apă ce se obține în acest caz reprezintă o valoare mai mică, care se numește *evapotranspirație reală*. În cazul terenurilor irigate, umiditatea solului este reglată în așa fel încât să prezinte variații mici față de cea optimă; din acest motiv, în această situație valorile evapotranspirației reale se apropie de cele ale evapotranspirației potențiale.

Consumul de apă al plantelor este în funcție de cantitatea de lumină și căldură, de umiditatea aerului, de intensitatea activității de asimilație și sinteză din plantă, precum și de gradul de dezvoltare a aparatului foliar, consumul maxim semnalându-se în perioade diferite pentru diverse plante, în funcție de cerințele fiziologice ale plantelor, în raport cu faza de vegetație.

Modul de valorificare a apei consumate de culturile agricole irigate este reflectat prin coeficientul de valorificare sau coeficientul de consum ε_y , dat de raportul dintre consumul total de apă în sol E , în m^3/ha și producția obținută în kg/ha sau q/ha , Y .

$$E = \varepsilon_y \cdot Y$$

Analiza rezultatelor experimentale (M. Botzan și T. Cioică – 1963) a arătat cum variază consumul total de apă al plantelor în raport cu producția (fig. 4.5).

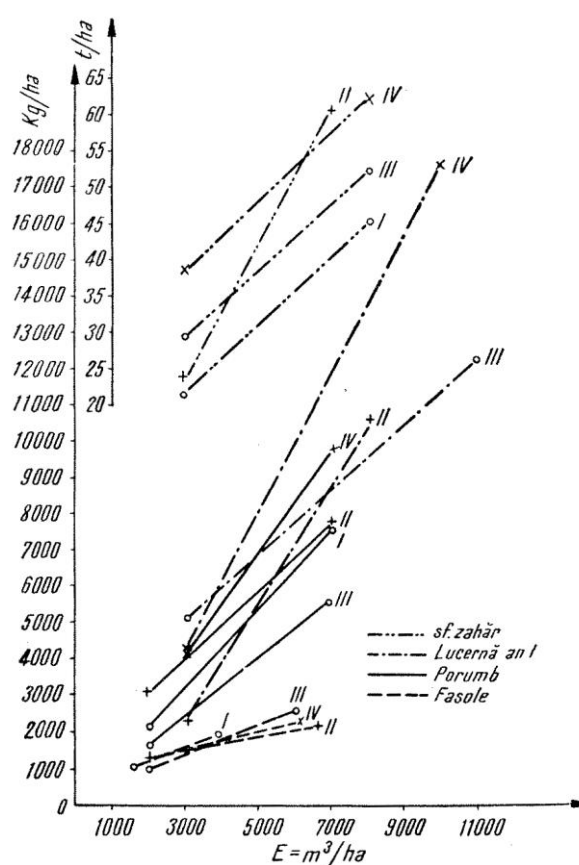


Fig. 4.5. Corelația producție-consum, la sfecla de zahăr, lucerna an I, porumb și fasole, la: I – Chișcani – Brăila; II – Mărculești; III – Studina; IV – Moara Domnească.

Creșterea recoltei nu este legată însă numai de sporirea cantității de apă de irigat, ci și de prezența și asigurarea la nivel corespunzător a celorlalți factori de vegetație. Corelația producție-consum total de apă, întocmită pentru cultura de fasole în condițiile câmpiei Dunării (1953-1955 – M. Botzan și colab.), având aspectul unei parabole (fig. 4.6) cu ecuația:

$$y = 0,000155x^2 + 1,76x - 2639 \quad (4.3)$$

indică posibilitățile nefolosite încă de ridicarea producției prin irigație.

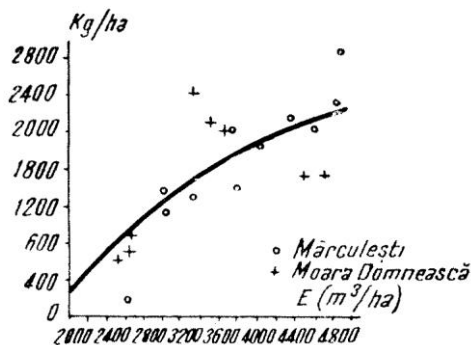


Fig. 4.6. Corelația între producție și consumul de apă la fasole, în condițiile Câmpiei Dunării, anii 1953-1955.

4.1.3.1. Corelația între consumul apei din sol și elementele climatice

Factorii care influențează mărimea consumului de apă al diverselor culturi sunt numeroși, iar influența lor greu de stabilit în alt mod decât prin măsurători în câmpuri experimentale, care ar trebui să fie destul de dese, ca să ofere rezultate reale pentru zona în care sunt amplasate. Din această cauză, cercetările sunt îndreptate spre găsirea unei formule de corelație între consumul de apă din sol și elementele climatice, caracterizate prin date meteorologice de observație curentă. Formulele de corelație cuprind coeficienți empirici, care țin seama de variația elementelor climatice pe un teritoriu. În cele ce urmează se vor prezenta cele mai cunoscute metode pentru calculul evapotranspirației.

– *Metoda Thornthwaite (S.U.A., 1948).*

În urma numeroaselor experiențe efectuate cu ajutorul lizimetrelor, Thornthwaite a stabilit relația care dă evapotranspirația potențială într-o lună cu 30 zile, fiecare zi având durată de 12 ore (evapotranspirația potențială necorectată – e_{po}), în mm:

$$e_{po} = 16 \left(\frac{10t}{I} \right)^a \quad (4.4)$$

în care:

t – reprezintă temperatura medie lunară în °C;

I – indicele de căldură anual, care se obține prin

$$\text{însurarea indicilor de căldură lunari } i = \left(\frac{t}{5} \right)^{1,514};$$

$$a = 0,000000675I^3 - 0,0000771I^2 + 0,01792I + 0,49239$$

Valorile e_{po} date de relația de mai sus se corectează pentru lungimea reală a lunilor (28-31 zile) și durata reală a zilelor (funcție de latitudine) obținându-se evapotranspirația potențială corectată, e_p .

În condițiile S.U.A., această metodă a dat erori de numai 1-3% față de valorile măsurate experimental.

C. Donciu, aplicând această metodă la condițiile țării noastre, i-a adus îmbunătățiri, ușurând folosirea ei în activitatea de proiectare prin construirea de abace (fig. 4.7) și nomograme (C. Donciu – *Abace de calcul a evapotranspirației potențiale și a bilanțului apei în sol*, Rev. „Meteorologia, Hidrologia și Gospodărirea Apeilor”, nr. 1/1963 și nr. 9/1965).

– *Metoda Blaney și Criddle (1945, S.U.A.).*

În urma experiențelor de lungă durată (începute încă din 1931) și efectuate în zone aride și sub-aride, Blaney și Criddle au propus o formulă de forma:

$$e = KF$$

în care:

F – este forța de evaporare, iar

K – coeficientul empiric de consum (după culturi

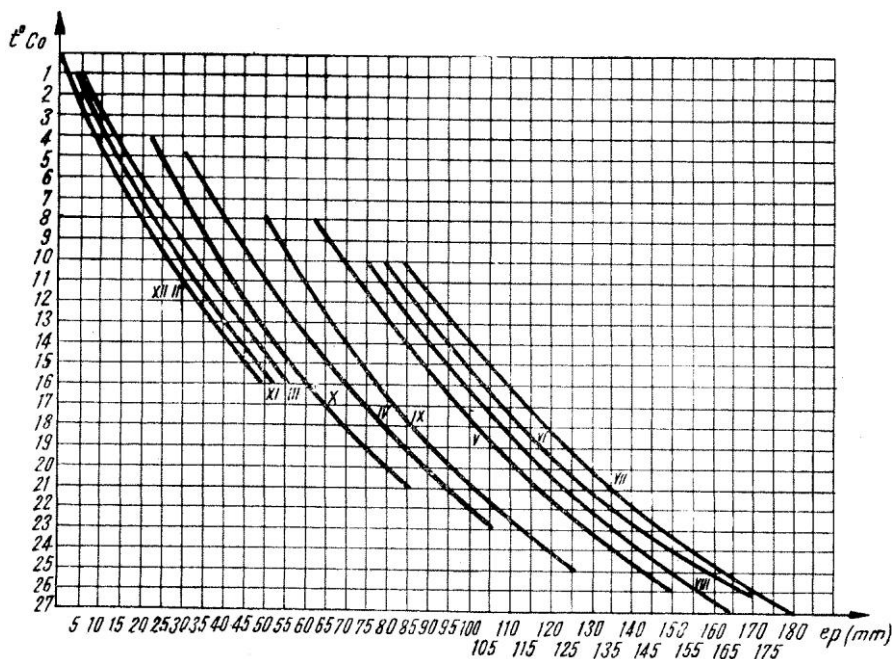


Fig. 4.7. Abacă pentru calculul evapotranspirației potențiale lunare e_p , în mm, prin metoda Thornthwaite (întocmită de C. Donciu).

$K = 0,6-1,20$,

sau, sub o formă mai completă:

$$\sum (e + t) = K \sum \frac{t \cdot z}{100}$$

în care:

$(e + t)$ – este evapotranspirația lunară, în țoli;

t – temperatura medie lunară în grade Fahrenheit;

z – procentul lunar al orelor de zi față de totalul anual.

În figura 4.8 se reproduce o abacă de calculul evapotranspirației, întocmită de inginerul francez M. Guyon, cu care se obțin rezultatele în milimetri. Valorile evapotranspirației e sunt majorate cu un coeficient $f = 1 \div 1,6$, introdus în 1953 de prof. Criddle, în funcție de capacitatea de câmp și adâncimea de umezire a solului (elemente ce determină mărimea normei de udare), rezultatul citindu-se pe scară e' . Această majorare este necesară în cazul când se calculează consumul de apă pe terenurile irigate.

– Metoda L. Turc. (1953 – Franța)

După L. Turc, evapotranspirația potențială se calculează cu formula:

$$e_p = 0,40(I_g + 50) \frac{t}{t + 15} \text{ [mm]} \quad (4.6)$$

în care:

I_g – reprezintă radiația globală a lunii respective în $\text{cal/cm}^2 \cdot \text{zi}$, pe o suprafață orizontală;

t – temperatura medie lunară în $^{\circ}\text{C}$; pentru toate lunile cu $t \leq 0^{\circ}$, $e_p = 0$.

Calculul evapotranspirației se face lunar, ținându-se seamă de numărul de zile ale lunii. I_g se poate calcula cu relația:

$$I_g = I_{gA} \left(0,18 + 0,62 \frac{h}{H} \right) \text{ [cal/cm}^2 \cdot \text{zi]} \quad (4.7)$$

în care:

I_{gA} – este radiația maximă, ale cărei valori sunt date tabelar pentru latitudinile de $42 \dots 49^{\circ}$ nordică;

h – durata efectivă de strălucire a soarelui în luna respectivă;

H – numărul orelor de zi dintr-o lună, în funcție de latitudine.

În fig. 4.9 este dată o abacă de calculul evapotranspirației potențiale prin metoda Turc.

Rezultatele se obțin în milimetri, citindu-se pe scara e_p (valoarea e_p în comparație cu e_p ține seama de numărul zilelor din lună).

– Metoda Alpatiev reprezintă o formă de tranziție între metodele bazate pe reducerea consumului de apă din sol, prin corelații climatice, și metoda folosirii datelor de consum stabilite pe cale experimentală.

Alpatiev admite o strânsă legătură între consumul total de apă din sol și evaporația de la suprafața apei, precum și între evaporație și deficitul de umiditate al aerului. Necesarul de apă se determină cu relația:

$$E = RD \text{ [mm]} \quad (7.8)$$

în care:

R – este coeficientul biologic determinat pe baza rezultatelor experimentale privind consumul de apă din sol și a valorilor deficitului de umiditate al aerului;

D – suma deficitului de umiditate în perioada de vegetație sau pe perioade mai scurte.

Cu ajutorul valorilor decadaale ale coeficienților biologici se construiește „curba biologică” a culturii pentru zona stațiunii experimentale respective. Pe baza curbei biologice, înmulțind deficitul de umiditate cu valoarea de pe curba

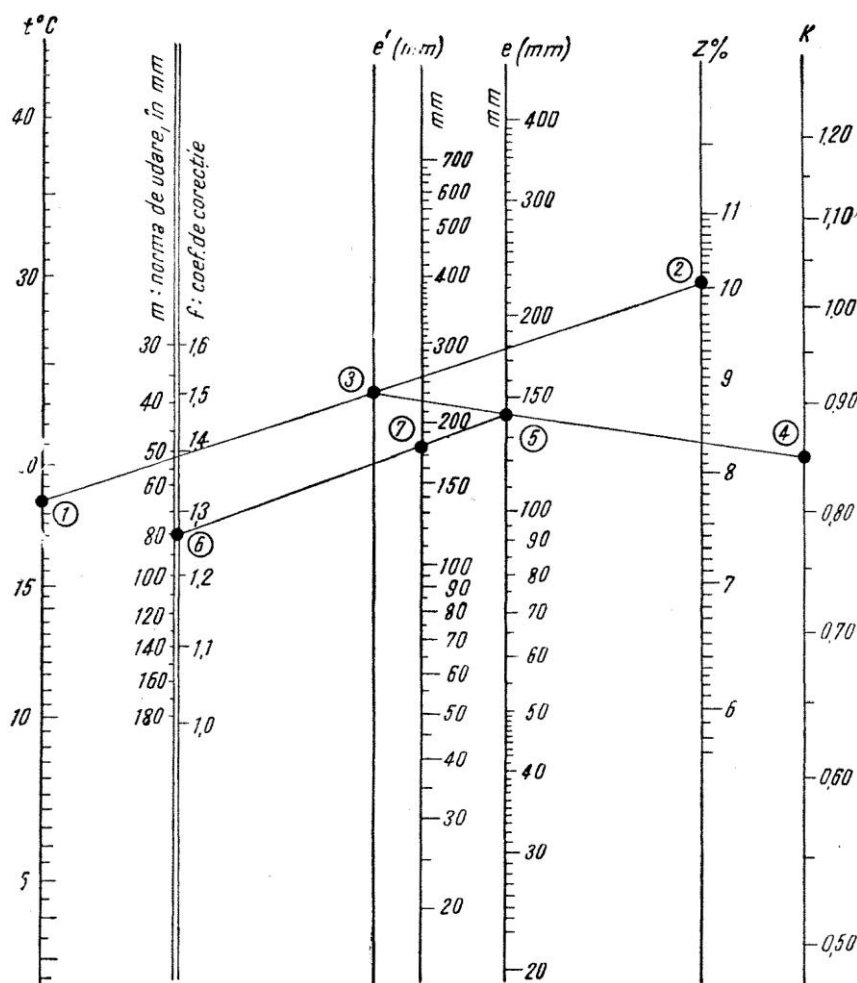


Fig. 4.8. Abacă pentru calculul evapotranspirației după metoda Blaney-Criddle (executată de M.G. Guyon, ing. de Geniu Rural – Franța).

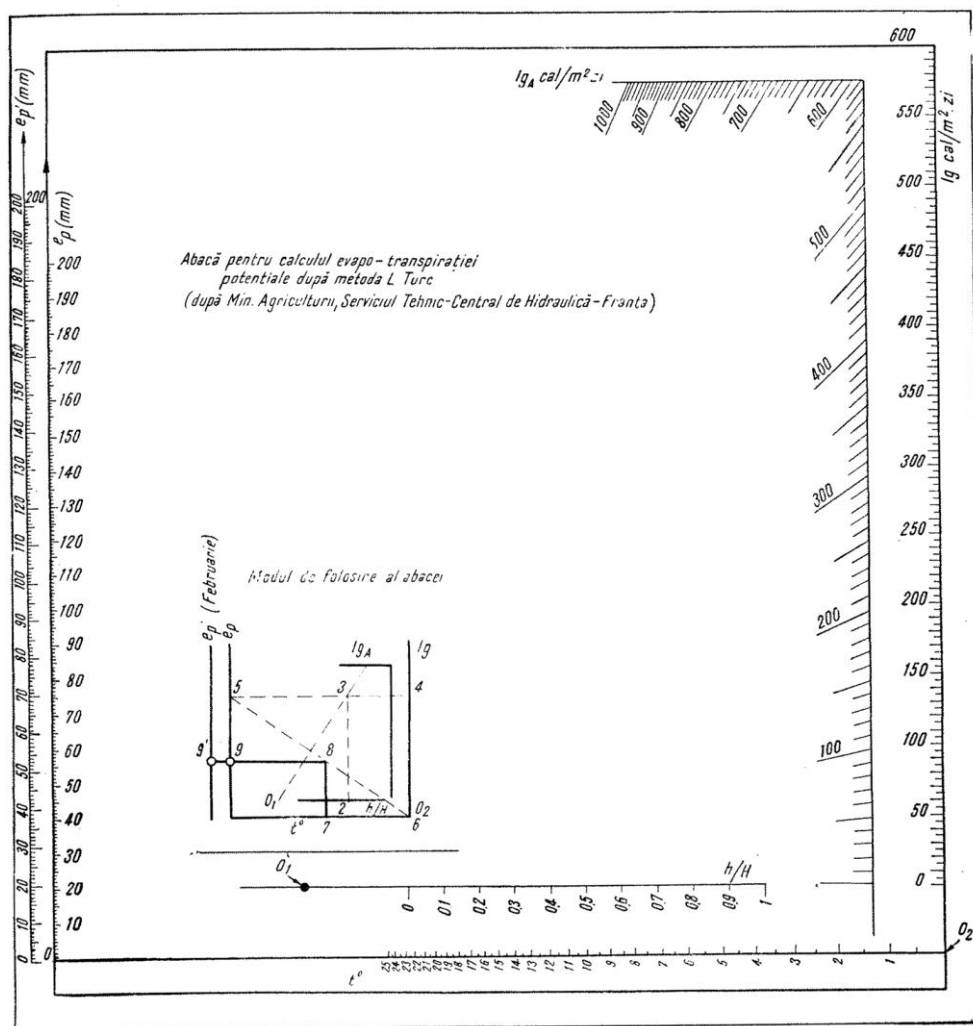


Fig. 4.9. Abacă pentru calculul evapotranspirației potențiale după metoda L. Turc (după Min. Agriculturii, Serviciul Tehnic – Central de Hidraulică – Franța).

biologică din decada respectivă se poate calcula consumul total de apă pentru condițiile unui anumit an sau ale unei zonei naturale, în care s-au înregistrat datele de deficit de umiditate.

Concluzii. În urma studiilor comparative asupra calculului evapotranspirației potențiale prin metodele Thornthwaite, Turc, Blaney Criddle și a altor metode, C. Danciu a ajuns la concluzia că în condițiile pedoclimatice ale țării noastre s-au obținut cele mai bune rezultate în marile bazine irigate prin metoda Thornthwaite (v. fig. 4.7). Pe zone pedoclimatice și plante se indică aplicarea unor coeficienți de proporționalitate, stabiliți prin date experimentale (Revista Hidrotehnica, gospodărirea apelor și meteorologia, 1965 nr. 9, C. Donciu).

4.1.3.2. Accesibilitatea apei din sol pentru plante și limite optime pentru proiectare și exploatare

S-a văzut mai înainte că nu toate formele de apă din sol sunt accesibile plantelor.

Intervalul umidității active corespunde domeniu-

lui de umiditate între coeficientul de ofilire C_0 și capacitatea de câmp C . În diagrama din fig. 4.10 se indică capacitatea de înmagazinare pentru principalele tipuri zonale de soluri din câmpia Bărăganului interesate la irigație (medii ponderate pe adâncimea 1-1,5 m – după M. Botzan).

În agricultura irigată este necesară menținerea umidității deasupra unui plafon minim (p_{min}).

Pentru soluri normale, plafonul minim poate fi considerat la jumătatea intervalului umidității active:

$$p_{min} = C_0 + \frac{C - C_0}{2} \quad (4.9)$$

Pentru solurile săratate, deoarece odată cu scăderea umidității forța de sucțiune crește mult mai repede și plantele pot suferi din lipsa de apă accesibilă chiar când solurile sunt aparent umede, plafonul minim trebuie să fie mai ridicat.

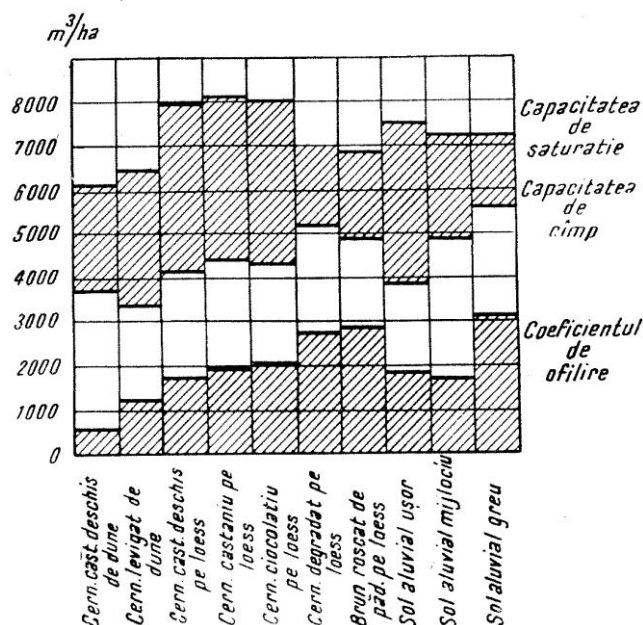


Fig. 4.10. Intervalul umidității active și capacitatea de saturare la câteva tipuri de sol din Câmpia Bărăganului (pe adâncimea de 1,5 m).

$$p_{\min} = C_0 + \frac{2}{3}(C - C_0) \quad (4.10)$$

Pentru solurile nisipoase:

$$p_{\min} = C_0 + \frac{1}{3}(C - C_0) \quad (4.11)$$

Aceste limite se pot folosi la proiectare pentru stabilirea mărimii normale de udare.

În condiții de exploatare, în raport cu biologia plantei respective, cu nevoile producției, condițiile climatice ale anului respectiv, plafonul minim se poate modifica în anumite cazuri.

De exemplu, la culturile de bumbac, pentru a se asigura coacerea capsulelor înaintea căderii primei brume, plafonul minim se menține cu câteva procente (2-3%) sub jumătatea intervalului umidității active de la începutul înbobocitului până la începutul fructificării.

4.2. CONSUMUL DE APĂ ÎN SISTEMUL DE IRIGAȚIE ȘI COORDONAREA CU REGIMUL SURSEI

4.2.1. CONDIȚIILE DE VIATĂ ALE PLANTELOR ÎN SISTEMUL DE IRIGAȚIE. GENERALITĂȚI

Sistemul de irigație trebuie astfel construit încât să corespundă celor două roluri importante pe care le are:

a) transportul debitului de apă necesar udării culturilor și satisfacerii celorlalte nevoi, de la sursă la punctele de consum;

b) folosirea rațională a acestui debit pe parcelele de irigat.

Prin însumarea cantităților de apă necesară tuturor cerințelor economiei din zonă, se obține un grafic totalizator al consumului de apă în sistem, cu variațiile lui în timp. Deoarece variațiile mari ale consumului de apă din sistem creează greutatea sursei de apă, inginerul proiectant trebuie să coordoneze consumul de apă în sistem, astfel încât să rezulte un grafic de consum cât mai regulat (coordonat).

Rezultatul confruntării graficului coordonat al consumului de apă din sistem, cu hidrograful râului, pentru anul de calcul ales, va arăta condițiile și gradul în care sursa de apă va putea satisface aceste cerințe în timp. Aceasta va da posibilitatea de a stabili măsurile amenajărilor necesare pentru regularizarea scurgerii, după cum se va vedea mai departe.

4.2.1.1. Condițiile specifice ale dezvoltării plantelor în cadrul sistemului de irigație

Consumul de apă al culturilor agricole se stabilește pe baza cantităților necesare, în vederea satisfacerii optime a nevoilor plantelor, pentru obținerea unor recolte maxime, avându-se în vedere procesul ridicării fertilității solului.

O fertilitate optimă a solului este posibilă numai atunci când toate condițiile de lumină, căldură, aer, substanțe nutritive și apă vor fi satisfăcute într-o formă accesibilă și în cantități optime pentru plante.

Apa, ca element de fertilitate al solului, se găsește în acesta în strânsă legătură cu celelalte elemente, jucând un rol important în procesele de transformare a substanțelor nutritive, în forme asimilabile pentru plante. Apa dizolvă substanțele nutritive și, sub formă de curent continuu, le deplasează în sol înspre masa vegetativă a plantei. Ea joacă și rolul de regulator al temperaturii plantei.

Fiecare specie are cerințele ei față de compoziția cantitativă și calitativă, atât a elementelor nutritive cât și a apei. Aceste cerințe variază și în raport cu stadiul de dezvoltare al plantei.

Un regim de irigație necorespunzător cu cerințele de creștere ale plantelor provoacă un raport greșit între elementele de fertilitate și va avea ca rezultat recolte scăzute și chiar degradarea solului. De aceea, o problemă de cea mai mare importanță în proiectarea unui sistem de irigație este stabilirea reală a necesarului de apă pentru diferite plante, și în raport cu condițiile pedoclimatice locale.

Pentru stabilirea dimensiunilor constructive ale diferitelor elemente componente ale sistemului de irigație se poate folosi metoda grafică a *hidromodulului*, fără a se confunda însă normele de *proiectare* cu normele de *exploatare*, care se bazează pe *necesitatea reală de apă* a plantelor.

Regimul de irigație necesită rezolvarea a două categorii de probleme: *probleme de agricultură irigată*, care stabilesc real nevoia de apă a plantelor în tot timpul vegetației, în raport cu fazele de dezvoltare, natura și starea solului, factorii climatici, nivelul agrotehnicii, măsurile de chimizare ș.a., precum și *probleme de amenajare și exploatare* a sistemului de irigație.

Pentru rezolvarea problemelor agro-fito-tehnice se pleacă de la principiul asigurării la timp a tuturor plantelor cu cantitățile necesare de substanțe nutritive și de apă, pentru obținerea recoltelor programate.

Urmează din aceasta că *problema principală a irigației constă în procurarea optimului de umiditate necesar plantelor, în tot timpul perioadei de vegetație*.

Deoarece irigația este însă legată de cheltuieli mari, este evident că, pe cât posibil, trebuie urmărit de a se reține cât mai mult din apa căzută în mod natural

pe teren sub formă de precipitații, prin lucrări perfecționate de agrotehnică și prin măsuri speciale.

Trebuie insistat asupra importanței măsurilor pentru formarea și menținerea structurii solului, deoarece terenurile irigate sunt mult mai expuse stricării acesteia. La stabilirea planului de cultură trebuie să se țină seama de o serie de factori importanți, ca: îndeplinirea planului cu privire la producția principalelor plante irigate, creșterea productivității muncii, folosirea rațională a terenului agricol pe toată perioada de vegetație, mărirea sectoarelor de irigație să fie suficientă, pentru a permite mecanizarea muncilor etc.

4.2.2. REGIMUL DE IRIGAȚIE AL DIFERITELOR PLANTE

Prin regimul de irigație se înțelege *ordinea de executare a udărilor plantelor, determinarea mărimii „normelor de udare”* (adică a cantității de apă folosită pentru o singură udare a suprafeței de 1 ha, ocupată de o anumită cultură, până la satisfacerea optimului de umiditate în stratul de sol populat de rădăcini H), a mărimii „*normele de irigație*” (adică a cantității de apă folosită pentru irigarea unei suprafețe de 1 ha, cultivată cu o anumită cultură, în timpul întregii perioade de vegetație, pentru obținerea recoltei programate) și determinarea „*numărului*”, „*termenelor*” și „*durata udărilor*”.

În acțiunea sa de a asigura plantele cu o cantitate necesară de apă în tot timpul creșterii și dezvoltării, regimul de irigație trebuie să țină seama și de rezervele naturale de apă din sol.

Norma de irigație și norma de udare. Stabilirea normei de irigație M și a normei de udare m a diferitelor culturi se face prin analizarea prealabilă a consumului de apă al fiecărei culturi în toată perioada de vegetație E .

Plantele își acoperă nevoia de apă din precipitații și din aportul freatic, care reprezintă elementele principale de venituri. În cazul când aceste venituri sunt insuficiente pentru acoperirea cerințelor de apă în scopul obținerii unor recolte programate, atunci se intervine cu irigația, în scopul acoperirii deficitului de apă. Deci, la baza regimului de irigație trebuie să stea ana-

liza bilanțului de apă din sol. Se deosebesc următoarele cazuri:

Cazul I. Bilanțul în circuit închis – neinfluențat de aportul apelor freatice, situate la mare adâncime.

Cazul II. Bilanțul cu circuit deschis – cu alimentare freatică (apa freatică se află la adâncime mică).

Cazul III. Bilanț cu circuit deschis de spălare.

Primul caz, luând în considerație și udările de aprovizionare – necesare acestei situații – poate fi prezentat sub forma:

$$P_{oi} + P_{ov} + \sum m + a = E \quad (4.12)$$

Cazul al doilea, care nu pune în problemă necesitatea normelor de aprovizionare (la începutul perioadei de vegetație umiditatea din sol se găsește la nivelul capacității de câmp), poate fi prezentat sub forma:

$$C + P_{ov} + \sum m + A_f = E + R_f \quad (4.13)$$

Al treilea caz, care ia în considerație volumul suplimentar de apă (peste capacitatea de câmp – C), necesar spălării sărurilor (aplicate în afara perioadei de vegetație), se poate reda sub forma:

$$R_f + P_{oi} + S = C + E_v \quad (4.14)$$

Semnificația termenilor din relațiile de mai sus este următoarea: $P_{oi} = \delta_i \cdot P_i$ și $P_{ov} = \delta_v \cdot P_v$ – suma precipitațiilor din perioada de iarnă (1.X–1.IV) și respectiv din perioada de vegetație (1.IV–1.X); în care δ_i și δ_v sunt coeficienți de valorificare ai precipitațiilor de iarnă și din perioada de vegetație ($\delta_i = 0,2-0,9$; $\delta_v = 0,8-1$), iar P_i și P_v reprezintă suma precipitațiilor în perioada de iarnă și din perioada de vegetație, cu asigurarea de 80%, A_f – aportul freatic ce variază în funcție de nivelul apelor freatice, natura solului, capilaritatea, gradul de mineralizare al apei, natura plantei (tab. 4.8). R_f – rezerva finală a apei din sol la 1.X, pe 1,5 m adâncime de sol ($R_f = C_0 + 500 \text{ m}^3/\text{ha}$, în condițiile de stepă moderată irigată); S – norma de spălare; E_v – norma de evaluare. Toate elementele de mai sus se exprimă în m^3/ha , respectiv în procente.

Întrucât cazul II (bilanț cu circuit deschis cu alimentare freatică) este frecvent întâlnit pe terenurile irigabile (în special cele din luncă și câmpii joase) se va insista în continuare în analiza mai detaliată.

Tabelul 4.8. Valori aproximative de alimentare cu apă freatică – A_f în m^3/ha

Categorii de soluri	Pentru culturile de câmp la adâncimea apelor de:			Pentru culturile de legume la adâncimea apelor de:		
	1-1,5 m	1,5-2 m	2-2,5 m	0,5-1 m	1-1,5 m	1,5-2 m
Nisipo-lutos	800-1000	–	–	600-900	–	–
Luto-nisipos	1000-1200	500-1000	–	700-1000	500-700	–
Lutos	1200-1500	600-1200	–	900-1200	600-900	500-600
Lutos-argilos	1500-2000	1000-1500	500-1000	1200-1500	800-1200	400-800
Argilos	2000-3000	1500-2000	1000-1500	1500-2000	1000-1500	500-800

Se pornește de la relația 4.13, care se poate scrie sub forma:

$$M = \sum m = E - P_{ov} - W_u - A_f \quad (4.15)$$

în care:

M – norma de irigație (m^3/ha);

$W_u = C - R_f$ – volumul de apă din sol valorificat

de către plante în perioada de vegetație (m^3/ha).

Se poate exprima cantitatea totală de apă necesară pentru udarea unui hectar, ocupat de o anumită cultură în tot cursul perioadei de vegetație, prin norma de irigație M . Aceasta se distribuie în timp prin aducerea periodică a apei la termenele necesare în cantități numite norme de udare m .

Cantitatea totală de apă din sol – cea adusă prin udare m și rezerva de apă ce se afla în sol înainte de udare W_0 nu trebuie să depășească capacitatea de câmp pentru apă a solului C , deoarece, în caz contrar, surplusul se va infiltra în mod inutil în subsol și chiar cu consecințe dăunătoare în viitor.

Satisfacerea la prima udare m_1 a capacității de câmp pentru apă C în stratul de sol H_1 se stabilește prin diferența dintre această umiditate urmărită C și rezerva inițială de apă din sol W_0 egală cu $C - 500$ (pentru silvo-stepă) și $C - 900$ m^3/ha (pentru stepa uscată). Deci:

$$m_1 \leq C - W_0$$

Imediat după prima udare, cantitatea de apă din sol va satisface capacitatea lui de apă C în câmp, adică va exista optimul de umiditate. Această apă se consumă cu încetul prin evaporație și transpirație $e + t$, astfel că după t_1 zile de la prima udare, cantitatea de apă din sol W va fi:

$$W = C - t_1(e + t)$$

Valoarea $e + t$ se socotește în $\text{m}^3/24$ de ore la hectar și este cu atât mai mică, cu cât structura solului este mai bună; pentru proiectare, în calcule se folosește o valoare medie. Pentru cele trei zone pedoclimatice din câmpia Bărăganului, valoarea evapotranspirației $e + t$ este dată în tabelul 4.9.

Când valoarea rezervei de apă din sol W se apropie de limita inferioară a zonei optime de umiditate (circa 70% din capacitatea de câmp), se aplică udarea următoare (fig. 4.11).

Valoarea lui W (rezerva minimă de apă din sol înainte de a doua udare) se poate determina, în raport cu conținutul necesar de apă W_n din sol, cu relația:

$$W = W_{\min} = W_n \left(1 - \frac{\delta}{100} \right) = H_2^{n^2} C \beta_n \left(1 - \frac{\delta}{100} \right) [\text{m}^3/\text{ha}] \quad (4.16)$$

în care:

H_2 – este adâncimea stratului de sol care trebuie udat cu norma m_2 ;

$\beta_n = 60\text{-}80\%$;

δ – diferența dintre optimum de umiditate și umiditatea din sol, admisă înainte de a doua udare.

Norma de udare se determină ca fiind cantitatea de apă necesară pentru umezirea stratului de sol H , până la capacitatea de câmp pentru apă, luându-se în considerație umiditatea lui dinainte, la unitatea de suprafață și pentru o anumită cultură.

În raport cu condițiile de creștere a plantelor sau cu scopurile urmărite se deosebesc: *udări de plantație și de stimulare, udări principale de vegetație, udări*

Tabelul 4.9. Consumul total zilnic al apei din sol, pe luni, pentru principalele culturi agricole de câmp irigate $e + t$ (după M. Botzan, 1962)

Cultura irigată	Consum m ³ /ha·zi din media lunară						Perioada de vegetație interval	Consum total per. vegetație m ³ /ha
	IV	V	VI	VII	VIII	IX		
În zonele A. stepă uscată și B. stepă moderată								
Grâu toamnă	25	34	38	—	—	—	1.IV-1.VII	3.000
Fasole	—	17	41	51	43	—	1.V-15.VIII	4.000
Bumbac	—	18	26	43	53	24	1.V-1X	5.100
Porumb	—	18	12	64	55	36	1.V-1.X	6.400
Cartofi	—	19	52	68	55	40	1.V-1.X	7.100
Lucerna an I	12	22	44	46	62	36	1.IV-1.X	6.800
Lucerna an II	18	50	57	68	66	44	1.IV-1.X	9.200
În zona C. silvostepă								
Grâu toamnă	25	32	35	—	—	—	1.IV-1.VII	2.800
Fasole	—	20	44	46	32	—	1.V-15.VIII	3.800
Bumbac	—	10	25	46	48	23	1.V-1.X	4.700
Porumb	—	26	39	51	42	24	1.V-1.X	5.600
Cartofi	—	16	37	44	42	26	1.V-1.X	5.000
Lucerna an I	15	26	52	42	38	34	1.IV-1.X	6.300
Lucerna an II	28	33	50	46	43	23	1.IV-1.X	6.800

suplimentare de vegetație, udări de aprovizionare și udări de spălare.

Udarea de spălare se face toamna sau iarna și se folosește pentru spălarea solurilor salinizate (tab. 4.10).

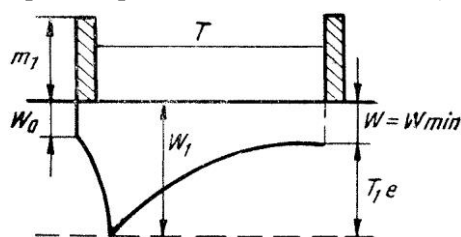


Fig. 4.11. Variația regimului de apă în sol după prima udare (m_1).

Tabelul 4.10. Norma udării de spălare capitală (în m^3/ha) și numărul spălărilor în funcție de condițiile de sol (după Legostaev)

Gradul de sărăturare	Soluri ușoare și mijlocii cu permeabilitate bună	Soluri grele sau permeabile	Numărul spălărilor
Ușoară	1.500-3.000	2.000-4.000	1-2
Mijlocie	3.000-4.000	4.000-6.000	2-3
Puternică	4.000-6.000	6.000-8.000	2-4
Foarte puternică	6.000-8.000	8000-10000	3-5
Solonceacuri	8.000-10.000 și peste	10.000-12.000 și peste	4-6

Mărima normelor și termenii de aplicare se stabilesc prin instrucțiuni speciale privind desalinizarea solului.

Adâncimea de umezire a solului H se determină pe baza gradului de răspândire a masei principale a sistemului radicular al plantei (de exemplu, $H = 0,75-1$ m pentru porumb) și prin condiția de formare în sol a unei rezerve cât mai stabile în apă.

Dacă apele freatice se află la adâncime mică, norma de udare se micșorează fie prin aplicarea coeficientului

$$\left(\frac{H_1}{H + H_0} \right)^\alpha, \text{ după cum se vede în relația 4.22,}$$

fie prin reducerea stratului de sol ce se umezește prin ascensiunea capilară (1,5-2 m).

Volumul de apă la nivelul $m_{c\text{âmp}}$ se stabilește în funcție de stratul de sol activ H , procentul de porozitate P al acestui strat și capacitate de câmp dată în procente din porozitatea solului B , prin relația:

$$m_{c\text{âmp}} = HPB = 100HC \text{ [M}^3/\text{ha]} \quad (4.17)$$

Umiditatea solului înainte de însămânțare este considerată a fi cel puțin 65-75% din capacitatea de câmp. Pentru solurile expuse salinizării și chiar salinizate, nu se admite ca ea să scadă sub 70-80% din capacitatea pentru apă, pentru a evita concentrația sărurilor. Rezerva de apă din sol înainte de udare W_0 se

determină prin relația:

$$W_0 = 100H\gamma_v r \text{ [m}^3/\text{ha]} \quad (4.18)$$

în care:

r – este procentul de umiditate față de greutatea solului uscat.

Umiditatea înainte de udare, în procente, din volumul solului, r_0 , se determină prin relația:

$$r_0 = \gamma_v \cdot r \quad (4.19)$$

Conform celor de mai sus, mărimea normei de udare m va fi:

$$m = 100HC - W_0 \text{ [m}^3/\text{ha]} \quad (4.20)$$

sau înlocuind cu valoarea din relația 7.18:

$$m = 100HC - 100H\gamma_v r = 100H(C - \gamma_v r)$$

$$m = 100H(C - r_0) \text{ [m}^3/\text{ha]} \quad (4.21)$$

La aplicarea normelor de udare trebuie să se țină seama de tehnica udării și de natura solului, astfel: la udarea pe brazde, norma de 500-600 m^3/ha este optimă; la udarea pe fâșii, norma de udare 600-800 m^3/ha este optimă; la udarea prin aspersiune (ploaie artificială) norma de 200-500 m^3/ha este recomandabilă; la udarea subterană, norma de 300-700 m^3/ha este recomandabilă.

Dacă din calcule rezultă norma de 300-400 m^3/ha , se admit pentru udarea pe brazde norme mai mari (de 500 m^3/ha), iar pentru udarea pe fâșii, norma până la 600 m^3/ha ; mai recomandabil este însă, în caz de norme mici, ca udarea să se facă prin aspersiune sau prin irigație subterană.

Pentru solurile expuse salinizării normele trebuie să fie cât mai mici și mai dese, adâncimea stratului de sol H să nu depășească 50-60 cm, iar concentrația sărurilor să fie cât mai mică ($W_0 \geq 70-80\% C$).

Normele de udare din afara perioadei de vegetație pot fi de 1,5-2 ori mai mari decât normele de udare din perioada de vegetație. Normele de udare astfel calculate se referă la terenuri ce au adâncimea apelor freatice H_1 la $H_1 > H + H_0$, în care H_0 reprezintă înălțimea de ridicare capilară ($\sim 1,5-3$ m).

Pentru terenurile cu apele subterane așezate aproape de suprafața solului, când $H_1 < H + H_0$, mărimea normei de udare m trebuie micșorată cu un coeficient

$$k = \left(\frac{H_1}{H + H_0} \right)^\alpha < 1 \text{ (pentru } \alpha = 0,4-0,6), \text{ pentru}$$

că în acest caz, deficitul de umiditate din stratul de sol activ H este mai mic, datorită ridicării apei freatice pe cale capilară.

Norma de udare redusă m' va fi:

$$m' = m \left(\frac{H_1}{H + H_0} \right)^\alpha \quad (4.22)$$

Pentru a se putea cunoaște termenul când trebuie aplicată udarea, se ia în considerație umiditatea reală a

solului în câmp, determinată pe teren (de exemplu, metoda S.V. Astapov) sau în laborator.

Pentru a determina în laborator umiditatea solului B se stabilește mai întâi greutatea specifică γ_s a solului uscat și γ_{su} a solului umed. După aceasta se determină umiditatea prin relația:

$$B = \frac{100(\gamma_s - \gamma_{su})}{\gamma_s(\gamma_{su} - 1)} = \frac{100 \left(1 - \frac{\gamma_{su}}{\gamma_s} \right)}{\gamma_{su} - 1}$$

În cazurile când sunt necesare udări de aprovizionare M_a va fi:

$$M_a = W_0 - W \quad [\text{m}^3/\text{ha}] \quad (4.23)$$

în care:

W_0 – este volumul de apă pentru saturația solului până la capacitatea de câmp, în stratul de sol H_r în care se formează rezerva:

W_r – rezerva de apă formată în același strat de sol H_r prin precipitațiile de toamnă, iarnă și primăvară timpuriu.

Norma de udare variază în timp, în raport cu adâncimea stratului de sol ce se umezește H .

Numărul udărilor și repartizarea lor în timp se determină în funcție de: mărimea normelor de irigație, udare și aprovizionare; creșterea și dezvoltarea plante-

lor; mărimea consumului de apă; mărimea pierderilor de apă pe câmpul de irigat.

În practică, udările se dau în perioadele necesității maxime de apă a plantelor sau înainte de acestea, potrivit dezvoltării și creșterii lor (aparitia fazei critice). În general, se deosebesc patru faze care se manifestă mai precis: germinarea, înfrățirea, înflorirea, coacerea. Bumbacul are nevoia cea mai mare de apă în perioada de înflorire, în care se consumă circa 55-65% din întreaga normă de irigație. Ierburile – lucerna – trebuie udate după fiecare coasă. Celelalte udări se fac între coase, dacă este cazul.

În funcție de condițiile climatice ale regiunii și de cele agro-fitotehnice, mărimea normelor de irigație și de udare variază (fig. 4.12, după I.P.A.C.H.).

În cazul irigației prin aspersiune (ploaie artificială), mărimea normelor se poate reduce cu 20-30%.

În funcție de cerințele de apă ale diferitelor plante, practica folosește o serie de scheme de udare (V. Blidaru, *Irigații*, 1954, și M. Botzan, *Culturi irigate*, 1962).

Numărul udărilor și norma de irigație se pot determina pe două căi, în vederea calculării și dimensionării elementelor sistemului de irigație. Rezultatele obținute însă trebuie puse de acord între ele, folosind ca orientare și datele practice.



Fig. 4.12. Raionarea normelor de irigație pentru cultura porumbului (I.P.A.C.H.)

Prima cale constă din stabilirea normei de irigație M în funcție de consumul de apă al plantelor E , din care, dacă se scade mărimea normei dinainte de însămânțare, adică „norma de aprovizionare” M_a și se împarte diferența prin norma medie a udărilor¹ m , se obține numărul de udări n conform relației:

$$n = \frac{M - M_a}{m} \quad (4.24)$$

A doua cale constă în a determina mărimea normelor de udare corespunzătoare în timp, precum și timpul în care se consumă fiecare normă. În funcție de aceasta se determină norma de irigație – suma normelor de udare: $M = \sum m$ (pentru anul de calcul ales).

Intervalul de timp dintre udări

Dacă se consideră că nu există scurgeri în subsol, norma de udare se consumă în special prin transpirație și evaporare. Orientativ s-ar putea exprima timpul T în care se consumă norma de udare m :

$$T = \frac{m}{(e+t)} \text{ [zile]} \quad (4.25)$$

în caz că între udări lipsesc precipitațiile, iar

$$T = \frac{m + (1-S)10h}{(e+t)} = \frac{m + 10\delta h}{(e+t)} = \frac{m + P_0}{(e+t)} \quad (4.26)$$

în cazul că între udări cad precipitații, în care:

S – este coeficientul scurgerii de suprafață a precipitațiilor;

P_0 – cantitatea de apă din precipitații asimilată de plantă în perioada respectivă;

$e + t$ – evapotranspirația;

h – înălțimea precipitațiilor, în mm, căzute în acea perioadă (T).

Stabilirea termenilor de udare se face pe cale grafică după schema din fig. 4.13, care cuprinde pe abscisă: plafonul optim – BB, plafonul minim – AA, variația rezervei de apă în sol – bb –; iar pe ordonată, mărimea normei de udare 1, 2, 3, 4 și principalele elemente climatice (precipitații – p – și temperatura).

Prof. V.A. Saumean dă o relație practică pentru determinarea timpului T în care poate fi consumată norma de udare m , în funcție de elementele esențiale climatice și hidrogeologice ale unității de irigat:

$$T = \frac{1,6(m + P_0)}{K_0 \text{tag}(0,3v + 1)} \quad (4.27)$$

în care:

v – este viteza medie a vântului (lunară, pe decade), m/s;

K_0 – coeficient de producție care se determină în raport cu condițiile climatice și producția planificată

($K_0 = 1,5-3$);

t – temperatura medie (lunară, pe decade, °C);

a – coeficientul de umiditate atmosferică (fig. 4.14), care ia în considerație umiditatea relativă a aerului U_r în procente, și se determină prin relația:

$$a = \sqrt{1 - \frac{U_r}{100}} \quad (4.28)$$

g – coeficientul care ia în considerație influența apelor freatice și se determină cu relația (v. fig. 4.15):

$$g = 1 - \left(1 - \frac{H_1}{H_0}\right) \left(1 - \frac{H_1^2}{H_0^2}\right) \quad (4.29)$$

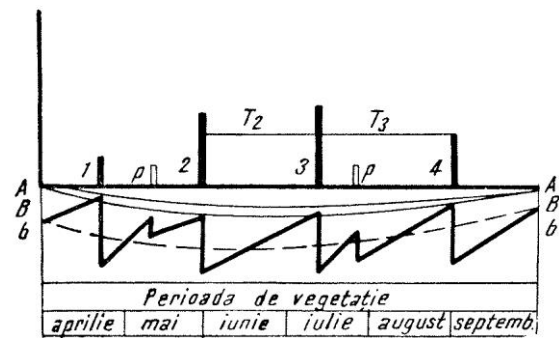


Fig. 4.13. Graficul determinării duratei dintre udări și al mărimii normei de udare: 1-4 – udări aplicate; p_0 – precipitații valorificate.

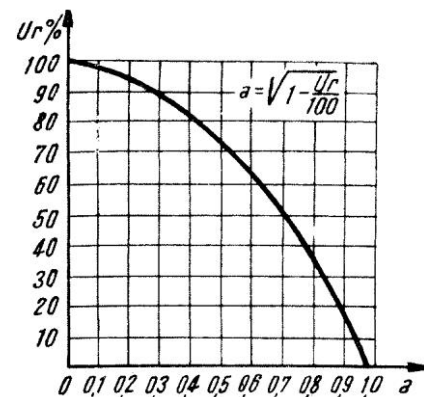


Fig. 4.14. Graficul coeficientului de umiditate atmosferică.

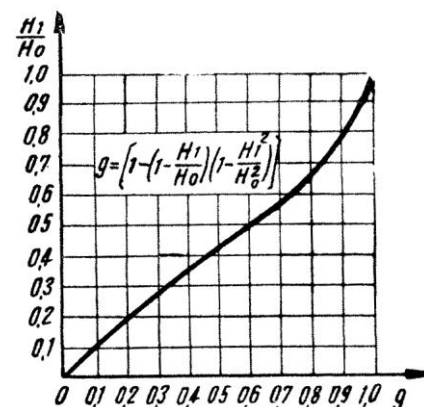


Fig. 4.15. Graficul coeficientului ce ia în considerație influența apelor freatice.

¹ În prezent se proiectează debitul de irigat cu ajutorul „Normelor lunare de dimensionare” (I.D.I. 1967, „Depart. Îmb. Funciare”)

Dacă adâncimea la care se găsește apa freatică nesalinizată H_1 este mai mare decât posibilitatea de ridicare a acestei ape prin capilaritate H_0 (deci $H_1 > H_0$), alimentarea plantelor din apa freatică nu va putea avea loc (cu excepția apei provenită din condensarea vaporilor din sol). În acest caz: $g = 1$.

Intervalul de timp dintre două udări T stabilit cu ajutorul relațiilor de mai sus (verificat experimental), indică data când trebuie făcută udarea următoare. În mod practic această udare se execută cu 1-3 zile înainte de termenul stabilit prin calcul.

Intervalul între udări T depinde și de concentrația admisibilă a sărurilor în sol. Pentru aceasta, rezerva minimă de umezeală W_{\min} din stratul de sol activ H nu trebuie să scadă la sfârșitul intervalului dintre udări sub:

$$W_{\min} = 10^4 H \alpha \frac{S}{\lambda} \quad [\text{m}^3/\text{ha}] \quad (4.30)$$

Pentru menținerea unei concentrații admisibile a soluțiilor din sol, intervalul de timp dintre udări trebuie să fie deci de:

$$T \leq 100 \frac{H \alpha}{(e+t)} \left(r_{\max} - 100 \frac{S}{\lambda} \right) + \frac{10 P_0}{(e+t)} \quad (4.31)$$

în care:

α este greutatea unei unități de volum de sol din stratul H ;

$(e+t)$ – consumul mediu zilnic de apă din intervalul de timp T (transpirația și evaporația), în m^3/ha ;

r_{\max} – procentul gravimetric de umiditate a solului după udare, corespunzător optimului de umiditate a stratului H ;

S – conținutul procentual de săruri în stratul H la sfârșitul intervalului dintre udări;

λ – concentrația admisibilă a soluției din sol în procente gravimetrice; aceasta este de 0,05-0,5%, în funcție de natura sărurilor, de felul plantelor și condițiile climatice.

Stabilirea intervalului dintre udări cu ajutorul acestei metode (a concentrației soluției de săruri) trebuie îndeosebi făcută la solurile salinizate.

Durata udării T_1 și legătura dintre ea și durata lucrării solului după udare

Durata udării depinde de: starea de umiditate a solului; organizarea forțelor de muncă; executarea muncilor agricole; regimul sursei de apă; felul culturii (plantei) și faza de vegetație.

Condițiile esențiale ce se impun la udarea secoarelor sunt: organizarea și efectuarea udărilor pe toată suprafața ocupată de cultură să se facă în așa fel încât durata lor să nu întrecă limitele admise de agrotehnică (2-6-10 zile); asigurarea unui randament maxim al folosirii apei prin udări scurte; corespondență între productivitatea muncii la udare și la lucrarea solului.

La stabilirea regimului de udare trebuie să se aibă în vedere faptul că mănuierea apei în parcelele de irigat cere mari forțe de muncă. În acest scop, sistemul trebuie prevăzut cu: instalații suficiente și perfecționate de distribuție și ținerea evidenței apei; o bună organizare a forțelor de muncă pentru efectuarea udatului și lucrarea la timp a solului după udare. Suprafața dintr-o cultură a asolamentului, a cărei udare trebuie executată în 24 de ore (ω ha/zi), este în funcție de: mărimea suprafeței totale Ω a culturii respective din asolament și timpul de udare necesar pentru această cultură T_1 ;

$$\omega \text{ ha/zi} = \frac{\Omega}{T_1} \quad (4.32)$$

Dacă numărul parcelelor culturii este n și dacă suprafața parcelei $\omega = \frac{\Omega}{n}$, timpul t_1 în care se execută udarea unei parcele ω din cultura dată trebuie să fie:

$$t_1 = \frac{\omega}{\omega_{zi}} \cdot n' \quad [\text{zile}] \quad (4.33)$$

în care n este numărul parcelelor din cultura dată, udare în același timp $\left(n' = n \frac{t_1}{T_1} \right)$.

În funcție de numărul de muncitori și mașini care lucrează zilnic la udare N_a și la lucrarea solului N_0 (a suprafeței parcelei), cu normele de lucru la udare ω_u și la lucrare ω_0 , admitându-se o întrerupere a (între timpul de udare și timpul în care se fac lucrările culturale, $a = 1-2$ zile), se poate scrie:

$$t_1 = \frac{\omega}{\omega_{zi}} n' = \frac{\omega}{N_a \omega_u} = \frac{\omega}{N_0 \omega_0} \pm a \quad (4.34)$$

4.2.3. REGIMUL DE IRIGAȚIE AL OREZULUI

Norma de udare și irigație și termene. Orezul având un regim deosebit de irigare față de celelalte culturi, consumul de apă se prezintă separat. Această plantă poate fi cultivată, din punctul de vedere al regimului de apă, prin *irigație periodică* sau prin *inundare permanentă*. Deși în ceea ce privește solul și economia de apă prima metodă prezintă o serie de avantaje, a doua metodă predomină. Irigația orezului prin inundare permanentă se face cu dublu scop: pentru combaterea buruienilor și pentru menținerea unui regim de căldură mai uniform, reducându-se astfel amplitudinea temperaturilor (strat termoregulator).

Irigația prin inundare permanentă se compune în ceea ce privește aducțiunea apei, din două stadii: I – îmbibarea cu apă a stratului de sol H și crearea unui strat de apă necesar la suprafața solului h ; II – menținerea acestui strat h prin completarea pierderilor cauza-

te de consumul plantelor, evaporatie, scurgere, infiltrație etc. În cazul irigației prin inundare permanentă, în-sămânțarea orezului se face fie în teren uscat, fie în teren inundat în prealabil.

Volumul de apă m_1 necesar în stadiul I pentru inundare (pentru îmbibarea solului și formarea stratului de apă de la suprafață h pentru suprafața de 1 ha, în perioada de timp t_1 , la o viteză medie de infiltrație S cm/24 de ore, dacă nu se ține seama de evaporatie), este:

$$m_1 = 100(h + \sigma t_1) \text{ [m}^3/\text{ha]} \quad (4.35)$$

Volumul de apă V_1 absorbit de sol pentru satisfacerea capacității maxime de apă (β_{\max}) pe adâncimea stratului de sol H va fi pentru 1 ha:

$$V_1 = 100\sigma t_1 = HP(\beta_{\max} - \beta_0)^1 \text{ [m}^3/\text{zi]} \quad (4.36)$$

în care:

β_0 este umiditatea existentă a solului la începutul udării (în fracțiuni din porozitatea totală).

De exemplu, volumul maxim de apă din stratul de sol având o grosime H_m , ce corespunde capacității totale de apă β_{\max} pentru o suprafață de 1 ha, va fi:

$$V = \frac{10000}{100} H \frac{\beta_{\max} \cdot P}{100} = H \beta_{\max} \cdot P$$

Crearea stratului de apă h se face, de obicei, în 10-15 zile, dar de multe ori trebuie realizat în 1-2 zile, în funcție de gradul de îmburuienire a parcelelor și de pericolul temperaturilor scăzute.

Al doilea stadiu de irigație al orezului, t_2 , care constă în menținerea stratului necesar de apă h pe parcelele de orez, are o durată aproximativ egală cu aceea a întregii perioade de vegetație a orezului.

Debitul necesar de apă ce se aduce în parcela de orez în stadiul t_2 este destinat a completa pierderile de apă din stratul h datorită următoarelor cauze: evapotranspirației ε , infiltrației în sol σ , infiltrației prin digulețe Δ și scurgerii apei din parcelă S .

Din volumul total de apă al celor două stadii ($t_1 + t_2$), scăzând volumul de apă provenit din precipitații P_0 , în mm, în decursul perioadei $t_1 + t_2$, se obține mărimea norme de irigație a orezului M care pentru σ , S și Δ în l/s·ha și pentru ε în mm/24 h se exprimă prin relația:

$$M = 100[HP(\beta_{\max} - \beta_0) + h] + 10t_2\varepsilon + 86,4(\sigma + S + \Delta) - 10P_0 \text{ [m}^3/\text{ha]} \quad (4.37)$$

Se vede din această relație că norma de irigație a orezului M este foarte mare în comparație cu a celorlalte culturi. Ea le depășește adesea de 7-8 ori, variind de la 6.000 m³/ha până la 30.000-40.000 m³/ha și chiar 60.000 m³/ha. În realitate însă, consumul util de apă la

irigarea orezului este numai de 4.000-8.000 m³/ha. Aceste date arată și cât de neeconomică este metoda de inundare permanentă, în comparație cu irigația periodică, din acest punct de vedere.

4.2.4. DETERMINAREA CONSUMULUI DE APĂ LA PLANTELE DIN ASOLAMENT

4.2.4.1. Raionarea hidroameliorativă și hidromodulă

Irigarea unei suprafețe mari, cum ar fi bunăoară cea din dreapta râului Olt, sau Bărăganul, care cuprinde unități cu condiții naturale și economice diferite, reclamă un studiu laborios pentru determinarea măsurilor ameliorative și a cantităților de apă necesară satisfacerii tuturor cerințelor economice.

Rezolvarea problemei consumului de apă într-o astfel de regiune întinsă trebuie începută prin gruparea suprafețelor din ea pe categorii, în funcție de condițiile naturale și economice asemănătoare, precum și din punctul de vedere al cerințelor ameliorative.

Pe baza acestei raionări se face aprecierea ameliorativă, se stabilesc măsurile de ameliorare, coeficientul de utilizare a suprafețelor irigabile și se determină regimul de irigație, adică se face *raionarea ameliorativă și raionarea hidromodulă*.

După Legostaev și Konikov, care au întocmit raionarea ameliorativă a zonei de cultura bumbacului din Asia centrală (1951), factorii luați în considerație au fost: regimul hidric al solului privit prin prisma poziției geografice și condițiilor climatice; pedologia terenului sub aspectul texturii (ușoară, mijlocie, grea), structurii, proprietăților hidrofizice, grosimea profilului (în legătură cu metodele de drenaj și irigații); gradul și tipul de sărăturare a solului și apelor freatice (s-au diferențiat cinci grade de sărăturare a solului după reziduul fix și conținutul de clor și patru trepte de mineralizare a apei freatice – 2 g/l, 2-5 g/l, 5-10 g/l, 10 g/l); hidrogeologia cu cele trei zone (de încărcare, de ieșire, de risipire a apelor freatice, cu soluri expuse sărăturii sau săraturate); posibilitatea asigurării cu apă a teritoriului și situația agro-economică.

După Fialkovski (Germania, 1957), raionarea ameliorativă se face pe baza hărților în care sunt înscrise prin izolinii raportul dintre precipitațiile medii anuale și deficitul de umiditate (N/S). Pe baza acestui raport s-a raionat teritoriul fostei R.D.G. astfel:

$N/S = 12-20$ – regiuni secetoase care necesită irigații;

$N/S = 20-30$ – regiuni cu umiditate moderată;

$N/S = 35-90$ – regiuni cu umiditate excedentară, care necesită desecări.

¹ La orez, deoarece este vorba de inundare, adică de satisfacerea capacității maxime de apă a solului, pentru simplificarea calculelor s-a lucrat direct cu umiditate în procente din volumul porilor. Acest fel de calcul nu exclude însă și cealaltă posibilitate de a se considera umiditatea în funcție de greutatea solului.

Această problemă a fost luată în studiu în România în anul 1952-1953, de către I.C.A.R. și I.P.A. extinzându-se cercetările asupra bazinului hidrografic al râului Argeș și asupra Bărăganului; ulterior studiile au fost extinse asupra luncii râului Prut. C.S.A. a întocmit schița raionării regimului de irigație în România – 1963.

În bazinul hidrografic al râului Argeș, raionarea s-a făcut după: proprietățile hidrofizice ale solului, adâncimea H a apelor freatice ($H < 1$ m; $H = 1-2$ m; $H = 2-3$ m; $H > 3$ m), gradul de salinizare, clima. Au fost stabilite patru categorii de zone cu condiții asemănătoare, în funcție de care se va aprecia regimul de irigație.

În cazul Bărăganului¹ s-au determinat patru grupe ameliorative, în funcție de factorii naturali și economici, stabilindu-se și coeficienții de utilizare ai suprafețelor.

Grupa I, care cuprinde terenurile cu soluri nesalinizate și neînmlăștinate.

Grupa a II-a, care cuprinde terenurile cu soluri nesalinizate, neînmlăștinate, dar amenințate de salinizare și înmlăștinare.

Grupa a III-a, care cuprinde terenurile cu soluri salinizate.

Grupa a IV-a, care cuprinde terenurile ce se exclud de la irigație, fie din cauza naturii solului (nisipuri, soluri erodate și foarte erodate, mlăștinoase), fie din cauza reliefului.

Raionarea hidroameliorativă făcută pe baza cercetărilor de mai sus arată posibilitatea irigării câmpiei dintre Argeș, Dunăre și Siret, pe o suprafață de circa 775.000 ha (fig. 4.16).

Într-o lucrare mai nouă de raionare ameliorativă a Câmpiei Bărăganului (M. Botzan și colab., 1959) s-au luat în considerație următorii factori: forma de relief, gradul de inundabilitate, caracterul fito-pedo-climatic, hidrogeologia (nivelul), gradul de mineralizare, perspectiva tasării loessului în urma irigației, panta terenului etc.

După stabilirea raioanelor ameliorative și a gradului de folosire a terenului, se poate trece la elaborarea planurilor de cultură și la raionarea regimului de irigație (raionare hidromodulă), în funcție, bineînțeles, și de factorii naturali și economici locali.

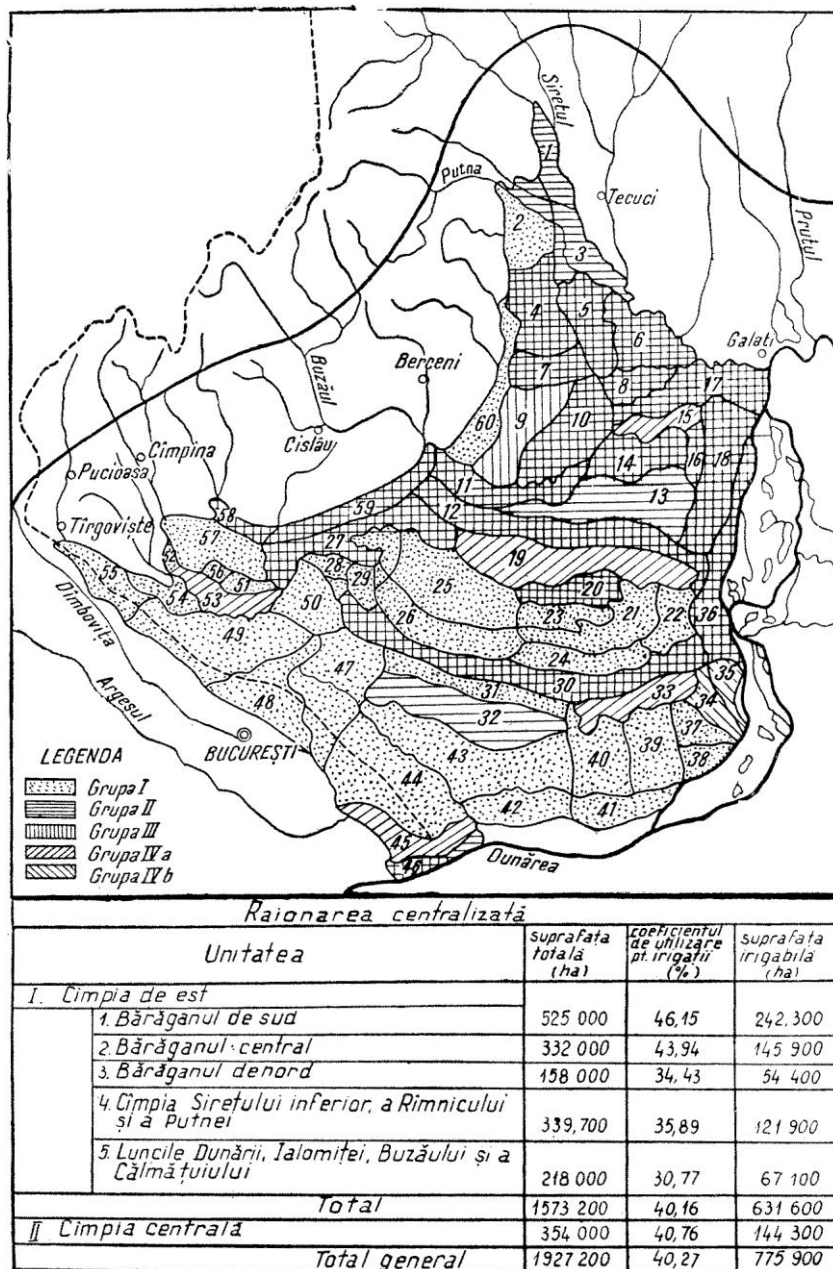


Fig. 4.16. Aprecierea hidroameliorativă a terenurilor pentru irigație, în Câmpia dintre Argeș-Dunăre-Siret.

Raionarea hidromodulă se face în ideea că terenul a fost ameliorat în urma aplicării măsurilor indicate de raionarea ameliorativă.

Un raion hidromodulă poate cuprinde mai multe raioane ameliorative. Factorii principali ce se iau în considerație în raionarea hidromodulă sunt: clima, care influențează puternic consumul de apă, solul, sub aspectul proprietăților hidrofizice, hidrogeologice, prin prisma pericolului salinizării, cultura agricolă principală consumator și mezo relieful.

La raionarea hidromodulă, o atenție deosebită trebuie acordată elementelor de bilanț a apei din sol (coeficientul de înmagazinare δ_1 a precipitațiilor de iarnă P_i , rezerva finală R_f , rezerva inițială a apei din sol R_i).

¹ După referatul inginerului Caraiani de la I. P. A. susținut la Conferința specialiștilor în irigație, din ianuarie 1953, la București.

(tab. 4.11), consumul total de apă – evapotranspirația $\sum(e + t)$.

Tabelul 4.11. Rezerva finală R_f și inițială R_i a apei în sol, în m^3/ha , în funcție de coeficientul de ofilire C_0 și capacitatea de câmp pentru apă C precum și coeficientul de înmagazinare δ_1 al precipitațiilor de iarnă, pe zone naturale în România

Zona	R_f	R_i	Δ_1
A. Stepă uscată	$C_0 + 400$	$C - 900$	0,5
B. Stepă moderată	$C_0 + 500$	$C - 900$	0,6
C. Silvestepă	$C_0 + 800$	$C - 500$	0,7

În baza rezultatelor obținute în câmpurile experimentale de irigație de la noi din țară, precum și a materialului documentar din literatura de specialitate, C.S.A. (I.P.A.C.H. și I.S.C.H., 1962), cu concursul Consiliului Superior al Agriculturii (I.C.H.V.) a elaborat un studiu privind raionarea regimului de irigație pe teritoriul României (fig. 4.17).

4.2.4.2. Modulul de udare al culturilor și hidromodulul necoordonat

Regimul de irigație al întregului asolament se stabilește în funcție de: cerințele reale de apă ale fiecărei culturi din asolament, în timp; condițiile hidrogeologice ale parcelelor de udare; planul de folosire a brațelor de muncă, în care trebuie inclus capitolul udării, precum și lucrarea solului după udare.

Regimul de irigație atât pentru unele culturi în parte cât și pentru unități ocupate cu întreg asolamentul, ca și pentru întregul sistem de irigație se reprezintă de obicei sub formă de grafice.

Metoda folosită în tehnica irigației pentru calculul debitului la care se proiectează sistemele de irigații, este aceea a hidromodulului¹.

Având în vedere că termenul de „hidromodul” a căpătat o consacrare generală în literatura de specialitate, în documentele oficiale de stat, precum și în masa udătorilor, se consideră util a se menține, însă a i se da

¹ În timp, hidromodulul a primit diverse interpretări, ca de exemplu: s-a înțeles prin hidromodul de către literatura americană „necesarul de apă”, pentru a exprima relația între necesarul de apă pentru irigație și suprafața de irigat. Hidromodulul (duty) a mai fost considerat ca suprafață irigată per unitate de debit (golw), în altă perioadă de timp – „debit pe acru”; altădată a fost luat drept „cantitatea de apă aplicată pe acru”, măsurată în țoli sau picioare. Hidromodulul a fost denumit în mod variat: „hidromodul brut sau de irigație”, „hidromodul priză”, „hidromodul net sau agricol (farm duty)”, „hidromodul pentru culturi” (când se vorbea de apa folosită la anumite culturi) etc. Din cauza complicațiilor provocate prin numeroase numiri și interpretări ale hidromodulului, încă cu mulți ani în urmă s-a căutat să se înlocuiască acest termen cu cel de „necesar de apă”, care este exprimat în unități de lungime – mm sau țoli (Ivan Houk, *Tehnica irigației*, vol. I, New-York, 1956).

semnificația tehnică ce poate ajuta cu adevărat la simplificarea problemelor de proiectare și la includerea în el a procesului de irigație, Aceasta conduce spre următoarea definiție a hidromodulului: *debitul de apă necesar irigației (nu udării) suprafeței de 1 ha în întreaga perioadă de vegetație, considerat (ha) teoretic a fi ocupat cantitativ (procentual) și calitativ, cu toate culturile asolamentului respectiv, în scopul acoperirii deficitului de umiditate din sol.*

Rezultă că hidromodulul² include în componența sa întregul regim de irigație ce se desfășoară în cadrul asolamentului și se reprezintă grafic.

Se schițează, printr-un exemplu, modul de reprezentare a hidromodulului pentru un asolament din zona de silvo-stepă (tabelul 4.12), cu fazele necesare:

Tabelul 4.12. Asolament în zona de silvo-stepă (Iași)

Nr. crt.	Cultura	Perioada de vegetație
1	Porumb	1.V-30.IX
2	Grâu	1.IV-30.VI
3	Porumb	1.V-30.IX
4	Sfeclă	1.IV-30.IX
5	Porumb	1.V-30.IX
6	Lucernă (solă săritoare)	1.IV-30.IX

a – Determinarea mărimii normelor de udare se face cu relația:

$$m = 100H(C - P_{\min}) \text{ m}^3/\text{ha}$$

b – Stabilirea intervalului de timp dintre udări T se face cu relația:

$$T = \frac{16(m + P_0)}{K_0 \cdot t \cdot a \cdot g \cdot (0,3v + 1)} \text{ [zile]}$$

c. – stabilirea duratei de aplicare a udării t .

d – Calculul modulului de udare (debitul de apă necesar udării suprafeței $\omega = 1$ ha, ocupată cu o cultură, la aplicarea unei udări), care se află cu relația:

$$q_m = \frac{m\omega}{86,4t} \text{ [l/s}\cdot\text{ha]} \quad (4.38)$$

Cunoscând modulul de udare q_m se poate stabili debitul de apă ψ necesar pentru udarea procentului α de suprafață ocupată de aceeași cultură în cadrul asolamentului, respectiv a unui hectar teoretic, prevăzut cu toate planurile din asolament (în aceeași proporție ca în asolament), prin relația:

$$\psi = q_m \cdot \alpha \cdot \omega \text{ [l/s}\cdot\alpha\cdot\omega \text{ ha]} \quad (4.39)$$

Elementele care conduc la stabilirea hidromodulului sunt indicate în tabelul 4.13.

² Referindu-se deci această noțiune la consumul real-efectiv de apă de către plante, este firesc că el nu poate căpăta semnificația de brut și net, pentru că dacă se analizează procesul de desfășurare a regimului de irigații, se constată că fazele prin care se ajunge la hidromodul nu includ pierderile de apă, așa cum se întâmplă când se transportă apa de la sursă până la terenul de irigat.

LEGENDA

..... Limita raioanelor de regim de irigație

○ Terenuri irigabile izolate în cadrul raioanelor

Staiuni meteorologice reprezentative pentru raioanele de regim de irigație

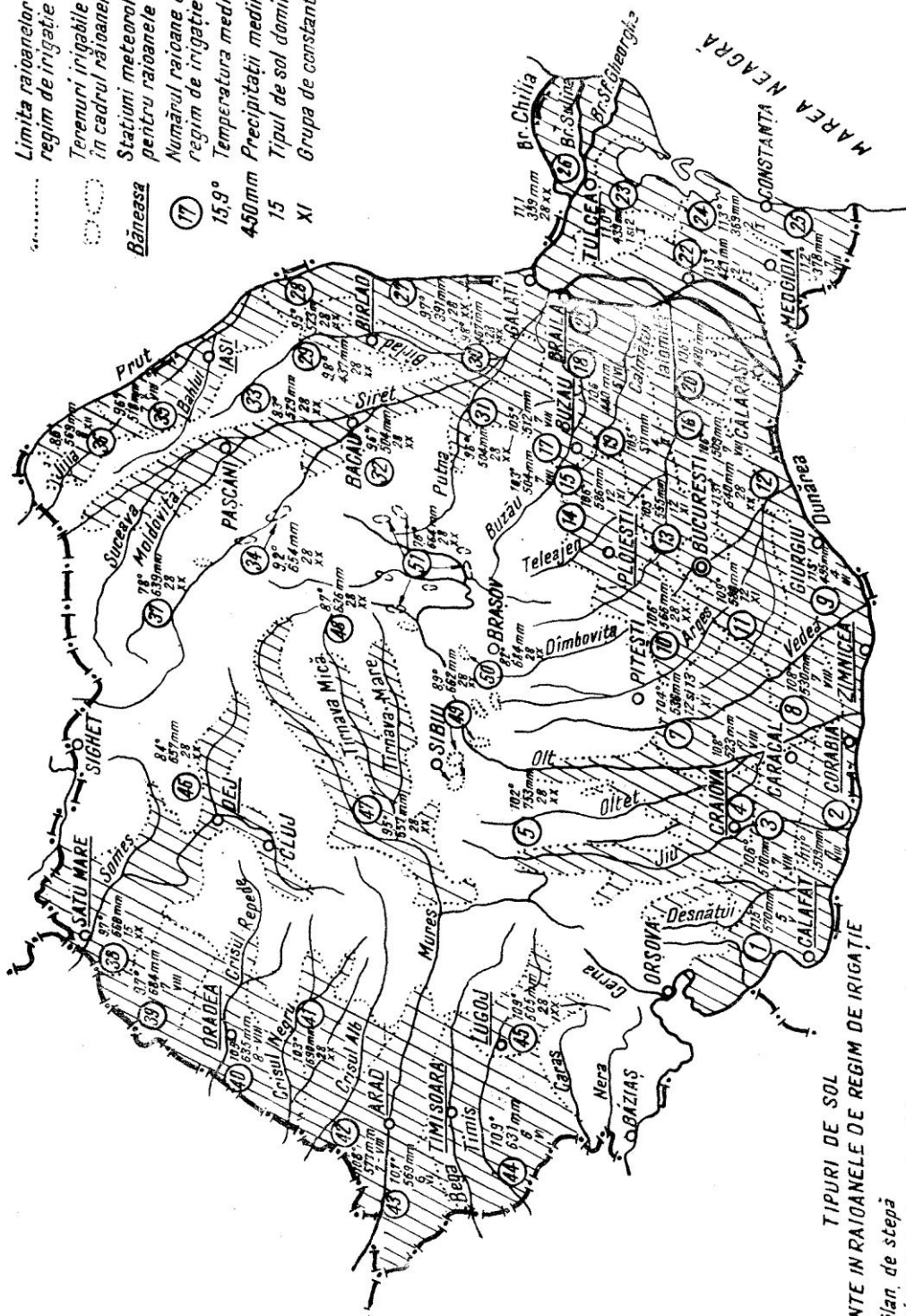
Băneasa Numărul raioanelor de regim de irigație

15,9° Temperatură medie anuală

450mm Precipitații medii anuale

15 Tipul de sol dominant

XI Grupa de constante hidrofizice



TIPURI DE SOL DOMINANTE IN RAIOANELE DE REGIM DE IRIGAȚIE

1. Sol bălan, de stepă
2. Cernoziom castaniu carbonatat
3. Cernoziom castaniu
4. Cernoziom ciocolatiu
5. Cernoziomuri nisipoase
6. Cernoziom freatic umed
7. Cernoziom levigat cu sau fără degradare texturală
8. Cernoziom puternic și foarte puternic levigat cu degradare texturală
12. Sol brun roșcat de pădure
13. Sol brun de pădure
15. Sol brun de pădure podzolit
28. Saluri aluviale

Grupa de constante hidrofizice
luată în calculul normelor de irigație

Grupă	Adâncime în metri	Gruați pe Capacitate cimp	Coefficient de afilire
I	0-05	120-140	180-185
I	05-15	120-130	170-190
II	0-05	110-120	230-230
II	05-15	120-135	190-220
III	0-05	145-150	200-215
III	05-15	135-140	190-225
IV	0-05	145-155	190-195
IV	05-15	150-160	180-185
V	0-05	125-130	240-245
V	05-15	130-150	225-230
VI	0-05	135-165	220-240
VI	05-15	140-180	205-230
XI	0-05	130-180	230-250
XI	05-15	140-190	220-250
XII	0-05	130-170	245-255
XII	05-15	130-190	245-250
XX	0-05	130-170	160-250
XX	05-01	130-170	160-250

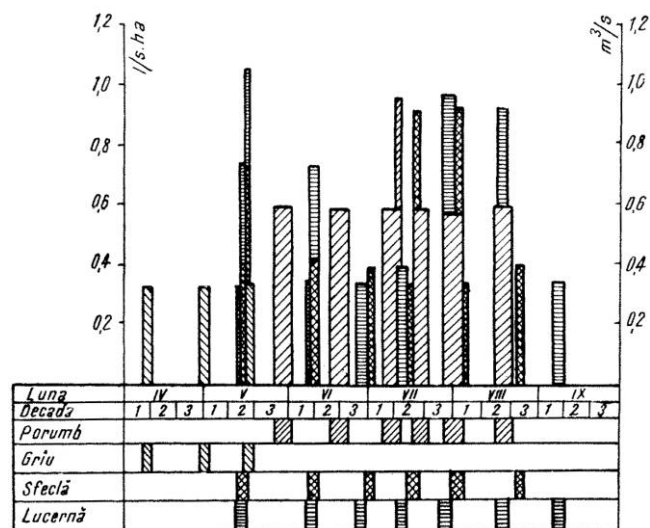
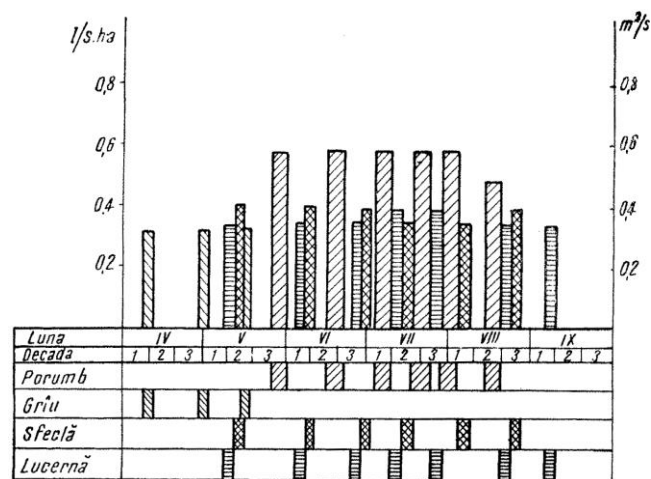
Fig. 4.17. Raioanele în regim de irigație

* Valori apreciate

Tabelul 4.13. Elementele necesare stabilirii hidromodulului pentru asolamentul din tabelul 4.12

Nr. crt.	Cultura	Procentul pe care îl deține în asolament %	Norma de udare pe adâncimea max. (H) a stratului de sol activ m	Data începerii udării	Durata dintre udări (T) zile	Durata udării (t) zile	Modulul de udare (q_m) l/s·ha	Modulul parțial de udare (ψ) l/s·a·ω/ha
1	Porumb	50	600	26.V		6	1,16	0,58
			600	15.VI	20	6	1,16	0,58
			600	5.VII	20	6	1,16	0,58
			600	16.VII	11	6	1,16	0,58
			600	28.VII	12	6	1,16	0,58
			500	15.VIII	17	6	0,965	0,48
2	Grâu	16,7	500	8.IV		3	1,93	0,322
			500	29.IV	20	3	1,93	0,322
			500	15.V	15	3	1,93	0,322
3	Sfeclă	16,7	600	13.V		3	2,32	0,387
			600	8.VI	25	3	2,32	0,387
			600	29.VI	20	3	2,32	0,387
			700	14.VII	15	4	2,02	0,337
			700	1.VIII	16	4	2,02	0,337
			600	23.VIII	22	3	2,32	0,387
4	Lucernă	16,6	700	12.V		4	2,02	0,335
			700	7.VI	25	4	2,0/	0,335
			700	25.VI	18	4	2,02	0,335
			800	10.VII	16	4	2,31	0,383
			800	27.VII	15	4	2,31	0,383
			700	16.VIII	20	4	2,02	0,335
			700	6.IX	22	4	2,02	0,336

Hidromodulul. Cu datele din tabelul 4.13 se întocmește un grafic, în care pe ordonată se trec modulele parțiale, iar pe abscisă, culturile asolamentului și distribuția udărilor în timpul perioadei de vegetație, obținându-se graficul ce poartă numele de hidromodul notat cu λ l (l/s·ha), precum și graficul total de apă, în cazul că se referă la întreaga suprafață a asolamentului (scara din dreapta graficului), fig. 4.18.a.


Fig. 4.18a. Graficul hidromodul necoordonat.

Fig. 4.18.b. Graficul hidromodul coordonat.

Din cauza formei neregulate, el nu poate asigura o folosire judicioasă și economică a debitului sursei, precum și o justă repartizare a forțelor de muncă în perioada de udare și trebuie coordonat prin micșorarea vârfurilor graficului (fig. 7.18.b).

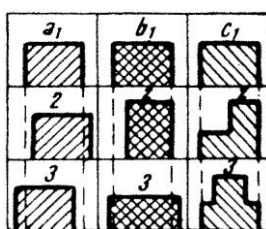
Elementele hidromodulului coordonat sunt arătate în tabelul 4.14.

Tabelul 4.14. Elementele necesare coordonării hidromodulului

Nr. crt.	Cultura	Norma de udare	Începutul udării		Durata udării	
			În graficul necoordonat	În graficul coordonat	În graficul necoordonat	În graficul coordonat
1	Porumb	600	26.V	26.V	6	6
		600	15.VI	15.VI	6	6
		600	5.VII	5.VII	6	6
		600	16.VII	18.VII	6	6
		600	28.VII	29.VII	6	6
		500	15.VIII	14.VIII	6	6
2	Grâu	500	8.IV	8.IV	3	3
		500	29.IV	29.IV	3	3
		500	15.V	15.V	3	3
3	Sfeclă	600	13.V	12.V	3	3
		600	8.VI	8.VI	3	3
		600	29.VI	29.VI	3	3
		700	14.VII	14.VII	4	4
		700	1.VIII	5.VIII	4	4
		600	23.VIII	24.VIII	3	3
4	Lucernă	700	12.V	8.V	4	4
		700	7.VI	4.VI	4	4
		700	25.VI	25.VI	4	4
		800	10.VII	10.VII	4	4
		800	27.VII	25.VII	4	4
		700	16.VIII	20.VIII	4	4
		700	6.IX	6.IX	4	4

4.2.4.3. Întocmirea graficului hidromodulului coordonat

Mijloacele de coordonare a graficului hidromodulului (fig. 4.19) sunt:

**Fig. 4.19.** Metode de coordonare a hidromodulului.

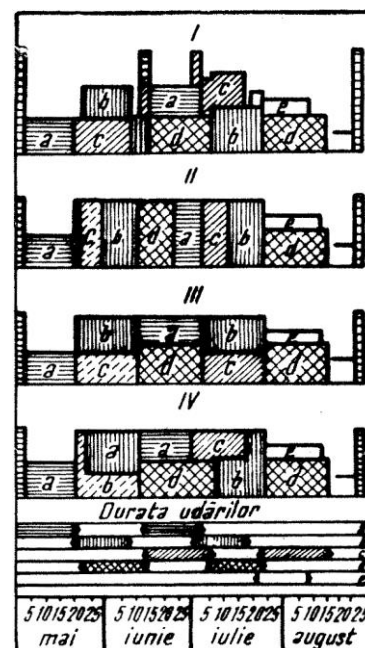
Cazul I. Schimbarea termenelor de începere și de terminare a udărilor față de cel inițial. Abaterea se poate face fără a schimba durata udării, putându-se începe și termina udarea mai târziu (fig. 4.19, a₂) sau mai înainte (fig. 4.19, a₃).

Cazul II. Schimbarea duratei udărilor și a modului. Se poate scurta durata udărilor, mărindu-se debitul de udare (fig. 4.19, b₂) sau se poate mări durata udărilor prin micșorarea debitului de udare (fig. 4.19, b₃).

Cazul III. Coordonarea graficului se asigură prin variațiile debitului de udare în limitele aceluiași timp

de udare (fig. 7.19, c).

În toate cele trei cazuri de coordonare, norma de udare nu se schimbă. Graficele coordonate pot căpăta diferitele aspecte arătate în figura 7.20.

**Fig. 4.20.** Procedee de coordonare a hidromodulului: a, b, c, d, e – culturile din asolament (exemplu teoretic).

Graficul I se consideră că este cel inițial necoordonat (din exemplul teoretic). Graficul II a fost coordonat prin reducerea duratei udărilor. Graficul III a fost coordonat prin prelungirea duratei udărilor. Graficul IV a fost coordonat prin schimbarea debitelor și variația duratei udărilor. În ceea ce privește mărimea debitul de luat din sursă, toate graficele coordonate (II, III, IV) sunt egale ca importanță – având ordonatele egale. Principalele elemente de care trebuie să se țină seama la coordonarea graficelor sunt: *organizarea întreprinderii sau fermei* (repartizarea culturilor în asolament, organizarea forțelor de muncă, organizarea transporturilor, mecanizarea muncilor); *circulația apei* (graficul de consum trebuie să aibă o configurație regulată, cu debite permanente și de durată și, pe cât posibil, începutul și sfârșitul udării diferitelor culturi să coincidă; nepotriviri în termene – de exemplu, graficul IV – produc complicații în exploatare); *coordonarea cu regimul sursei de apă*.

Metoda totalizării consumului de apă pe un asolament irigat prin graficul hidromodulului este destul de expeditivă, dar ar fi o greșală de a o folosi în mod mecanic și de a o generaliza pentru tot întinsul zonei, fără a ține seama de condițiile naturale și economice (natura asolamentelor, climă, sol, agrotehnică, exploatare etc.).

De asemenea, nu trebuie confundate valorile teoretice de proiect ale hidromodulului cu regimul de exploatare al irigației, care variază în decursul anilor,

în funcție de condițiile climatice și economice ale fiecărui an, în care udările se fac după cerințele reale de apă ale plantelor.

4.2.5. DETERMINAREA CONSUMULUI DE APĂ LA OREZ

4.2.5.1. Stabilirea consumului real de apă la orez

Graficul de consum al orezului se întocmește în funcție de cele două stadii despre care s-a vorbit anterior.

În stadiul I ($t_0 = 1-2 \dots 12$ zile), pentru inundarea unei suprafețe de 1 ha de orez cu un strat de apă h este necesară o cantitate de apă m_1 :

$$m_1 = 100 [H_1 P (\beta_{\max} - \beta_0) + h] \text{ m}^3/\text{ha}$$

Aducțiunea apei pentru menținerea stratului de inundare h se începe imediat după terminarea inundării fiecărei parcele, sau după câteva zile.

Admițând că în fiecare zi se inundă suprafețe egale $\frac{\omega}{t_0}$ cu debitul $q = \frac{\omega \cdot m_1}{86,4 t_0}$ l/s, după $(t + 1)$ zile (t

fiind perioada în care se inundă parcela), va trebui adus un debit de apă q_1 , care, în afară de inundarea noii suprafețe $\left(\frac{\omega}{t_0}\right)$ ha, va fi folosit pentru menținerea str-

tului de apă h pe suprafața inundată în prima zi t . Acest debit va fi:

$$q_1 = \frac{\omega \cdot m_1}{86,4 t_0} + \frac{\omega \cdot q'}{t_0} \text{ [l/s]} \quad (4.40)$$

în care:

$$q' = \left(\frac{\varepsilon}{8,64} + \sigma + \Delta + S \right) \text{ [l/s]} - \text{debitul necesar}$$

menținerii stratului de inundare h .

Dacă $t_0 > t$, aducțiunea apei trebuie să fie în:

$$(t + 1) \text{ zile: } \frac{\omega \cdot m_1}{86,4 t_0} + \frac{\omega \cdot q'}{t_0} \text{ [l/s];}$$

$$(t + 2) \text{ zile: } \frac{\omega \cdot m_1}{86,4 t_0} + \frac{2q'}{t_0} \text{ [l/s];}$$

:

$$t_0 \text{ zile: } \frac{\omega \cdot m_1}{86,4 t_0} + \frac{\omega \cdot q'}{t_0} (t_0 - t) \text{ [l/s].}$$

În această zi t_0 se va inunda ultima suprafață $\left(\frac{\omega}{t_0}\right)$ ha și este necesar cel mai mare debit de apă; apoi

acesta se va reduce. La $(t_0 + 1)$ zile va începe *al doilea stadiu* de udare, al cărui rol este de a menține stratul de inundare h .

– Debitul de apă necesar în $(t_0 + 1)$ zile este:

$$\frac{\omega \cdot q'}{t_0} (t_0 - t + 1) \text{ [l/s]}$$

– Debitul de apă necesar în $(t_0 + 2)$ zile este:

$$\frac{\omega \cdot q'}{t_0} (t_0 - t + 2) \text{ [l/s] etc.}$$

La $(t_0 + t)$ zile de la începutul inundării solului va trebui adusă cantitatea de apă necesară pentru menținerea stratului de inundare pe toată suprafața ω , adică debitul de apă va fi egal cu $\omega \cdot q'$ și va rămâne cu aproximație astfel până la sfârșitul perioadei de irigație t_2 .

4.2.5.2. Posibilitățile de micșorare a consumului de apă la orez

Metoda actuală de irigare a orezului prin inundare dă naștere la greutăți atât la proiectarea și amenajarea orezăriilor cât și în exploatarea lor, din următoarele cauze: consum foarte ridicat de apă, circa 15.000-20.000 m³/ha și chiar mai mult; înrăutățirea structurii solului; îmbogățirea și ridicarea nivelului apelor freactice; dimensionarea prea mare a elementelor sistemului de irigație (canale și instalații etc.).

Reducerea consumului de apă trebuie privită sub două aspecte: *cantitativ (micșorând norma de irigație)* și *calitativ (micșorând vârfurile de consum)*.

Micșorarea normei de irigație se poate realiza prin:

1) alegerea suprafețelor de cultivare a orezului pe soluri mai grele;

2) reducerea perioadei de udare prin amânarea acestora cu 20-30 de zile, nu însă fără a lua măsuri corespunzătoare pentru combaterea buruienilor;

3) reducerea pierderilor datorită infiltrației, scurgerii etc.;

4) introducerea irigației periodice ca și la celelalte culturi, în care caz udările se fac în număr de 12-16, repartizate ca în tabelul 4.15.

Tabelul 4.15. Regimul de irigație la orez, în cazul irigației periodice

În perioada de la:	Numărul udărilor	Norma de udare m	Umiditatea solului în stratul de la 0-0,5 m
Însămânțare la înfrățire	2-3	350 m ³ /ha	80-100% din capacitatea de câmp
Înfrățire la începutul maturității în stadiul de ceară	8-10 (la intervale de 4-5 zile)	350 m ³ /ha	80-100% din capacitatea de câmp
Maturarea în ceară la completa coacere	2-3	350 m ³ /ha	80-100% din capacitatea de câmp

La aplicarea irigației periodice la orez, terenul trebuie menținut curat de buruieni, prin metode agrotehnice. Irigația periodică a orezului nu trebuie aplicată pe terenuri salinizate sau expuse salinizării, existând pericolul salinizării secundare (Topko, 1955, Zalțev, 1956).

Reducerea vârfurilor de consum se poate realiza:

- 1) fie prin prelungirea perioadei t_0 ;
- 2) fie prin variația suprafețelor de inundare zilnică ω_i .

În cele ce urmează se va arăta printr-un exemplu cum se poate reduce debitul maxim prin folosirea metodei de inundare a suprafețelor neegale ω_i .

Se consideră că: $t_0 = 10$ zile, iar $\omega = 300$ ha.

$$\begin{aligned} m_1 &= 100 [HP(\beta_{\max} - \beta_0) + h] = \\ &= 100 [80 \cdot 0,478(0,95 - 0,60) + 10] = \\ &= 2.388,4 \text{ m}^3/\text{ha} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q' &= \frac{\varepsilon}{8,64} + \sigma + S + \Delta = \\ &= \frac{5}{8,64} + 0,2 + 0,2 + 0,1 = 1,03 \text{ l/s și ha} \end{aligned}$$

Debitele de apă necesare inundării loturilor egale de parcele sunt:

Pentru prima zi: $t = 1$

$$q_1 = \frac{\omega \cdot m_1}{86,4t_0} = 811,94 \text{ l/s} \frac{\omega}{t_0} = 2,706 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

Pentru ziua $t + 1$

$$q_2 = \frac{\omega \cdot m_1}{86,4t_0} + \frac{\omega q'}{t_0} = 842,84 \text{ l/s} = 2,809 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

Pentru ziua $t + 2$:

$$q_3 = K + 2K_1 = 873,74 \text{ l/s} = 2,912 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

Pentru ziua $t + 3$:

$$q_4 = K + 3K_1 = 904,64 \text{ l/s} = 3,015 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

Pentru ziua $t + 4$:

$$q_5 = K + 4K_1 = 935,54 \text{ l/s} = 3,118 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

Pentru ziua $t + 5$:

$$q_6 = K + 5K_1 = 966,44 \text{ l/s} = 3,221 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

Pentru ziua $t + 6$:

$$q_7 = K + 6K_1 = 997,34 \text{ l/s} = 3,326 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

Pentru ziua $t + 7$:

$$q_8 = K + 7K_1 = 1028,24 \text{ l/s} = 3,427 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

Pentru ziua $t + 8$:

$$q_9 = K + 8K_1 = 1059,14 \text{ l/s} = 3,530 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

Pentru ziua $t + 9$:

$$q_{10} = K + 9K_1 = 1090,04 \text{ l/s} = 3,633 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

Suma debitelor de udare din timpul t_0 :

$$\sum q_i = 9.509,90 \text{ l/s} \cdot \text{ha}.$$

Sistemul de irigație cu instalațiile necesare se dimensionează pentru debitul total maxim q_{10} , care

pentru exemplul dat este de 1.090,04 l/s și ω ha sau 3,633 l/s·ha.

În avantajul micșorării dimensiunilor sistemului de irigație, deci al reducerii cheltuielilor de investiții, se propune: a se dimensiona elementele sistemului de irigație nu pentru un debit maxim (3,633 l/s·ha, respectiv 1.090,04 l/s și ω ha), care se aduce un timp scurt (numai o zi, t , din toată perioada de inundare = t_0 pentru exemplul de mai sus), ci pentru un debit mediu maxim, care este necesar în toată perioada de inundare (fig. 4.21).

Respectându-se volumul necesar de apă pentru inundare, acest lucru este posibil numai aplicându-se alte principii de exploatare, adică inundându-se zilnic suprafețe de mărimi neegale (descrescând). Între mărimea suprafeței ω_i și a debitului de inundare zilnică q_i există un raport invers, care stă la baza relației de calcul pe care am determinat-o¹ în vederea stabilirii mărimii suprafețelor ce trebuie inundate zilnic, în funcție de *debitul mediu maxim constant*.

Debitul mediu maxim total al perioadei de inundare se află pe mai multe căi și anume:

1) *Pe cale directă*, ca fiind raportul dintre suma debitelor de udare din timpul t_0 și acesta, adică:

$$q_{med.\max.tot.} = \frac{\sum_{i=1}^{i=10} q_i}{t_0} = \frac{9.509,90}{10} = 950,99 \text{ l/s și } \omega \text{ ha}$$

$$q_{med.\max.spec.} = \frac{q_{med.\max.tot.}}{\omega} = \frac{950,99}{300} = 3,17 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

2) *Pe cale analitică*, ca fiind situat pe o paralelă la abscisă, paralelă ce trece prin punctul de intersecție al dreptelor, reprezentând creșterea suprafețelor (din modul de exploatare care se practică în prezent – ecuația de variație a suprafețelor $S = t$) și creșterea debitelor de inundare zilnică necesare aceluiași suprafețe (fig. 4.22) – ecuația de variație a debitelor:

3) *Pe cale indirectă*, ca rezultat al determinării suprafețelor de inundare zilnică de mărimi neegale, succesiv descărcătoare (metoda de verificare). Având debitul mediu maxim – de exemplu pe cale directă $Q_{med.\max.spec.} = 3,17 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ – și pornind de la premisa că acesta trebuie să fie constant, pentru a afla mărimea suprafețelor de inundare zilnică, am pus condiția că:

$$\begin{aligned} q_1 \omega_1 &= q'' \omega_1 + q_1 \omega_2 = q''(\omega_1 + \omega_2) + q_1 \omega_3 = \\ &= q''(\omega_1 + \omega_2 + \omega_3) + q_1 \omega_4 \dots = \\ &= q''(\omega_1 + \omega_2 + \omega_3 + \dots + \omega_i) + q_1 \omega_i + 1 = \\ &= q'' \sum_{i=1}^{i=9} \omega_i + q_1 \omega_{10} = ct. = K = q_{med.\max.} [l/s \cdot \text{ha}] \end{aligned} \quad (4.41)$$

¹ Contribuții la reducerea cheltuielilor de investiții în amenajarea organizărilor pe baza reducerii debitului maxim de apă (V. Blidaru și N. Chera, 1957).

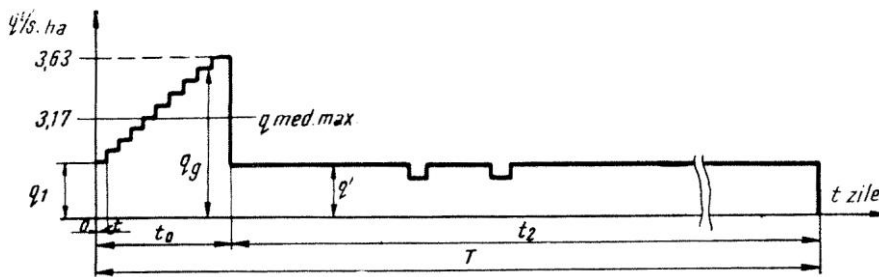


Fig. 4.21. Graficul debitului mediu maxim.

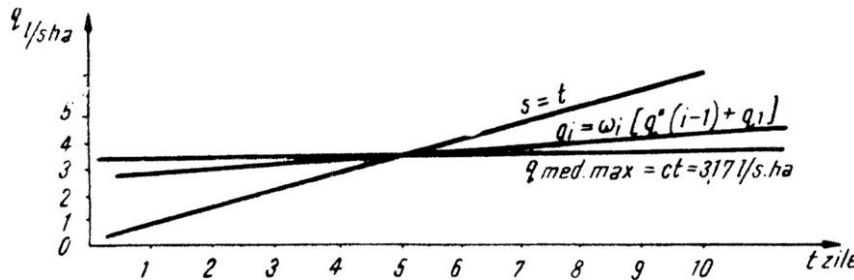


Fig. 4.22. Graficul debitului mediu maxim (analitic).

în care:

$\omega_1, \omega_2, \omega_3, \dots, \omega_{10}$ reprezintă suprafețele descrescătoare pe care se face inundarea zilnică (în timpul $t_1; t_2; t_3; \dots t_{10}$).

Pentru exemplul dat anterior:

$$q'' = \frac{\omega \cdot q'}{t_0} = \frac{300 \cdot 1,03}{10} = 30,9 \text{ l/s}$$

și

$$\omega \text{ ha} = 0,103 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

Din egalarea fiecărui grup de termeni din formula (4.41) cu termenul care cuprinde pe ω_{10} se pot stabili relațiile ce ne conduc la determinarea mărimii suprafețelor de inundare zilnică ($\omega_1, \omega_2, \omega_3, \dots, \omega_{10}$) astfel:

$$A. \quad 1) \quad q_1 \omega_1 = q'' \sum_{i=1}^{i=9} \omega_i + q_1 \omega_{10} \dots = q''(\omega - \omega_{10}) + q_1 \omega_{10}$$

$$2) \quad q_1 \omega_2 = q'' \omega_1 \dots = q''(\omega - \omega_{10}) + q_1 \omega_{10}$$

⋮

$$9) \quad q_1 \omega_9 = q'' \omega_1 + \omega_2 + \dots + \omega_8 = q''(\omega - \omega_{10}) + q_1 \omega_{10}$$

Înlocuind în relațiile de mai sus valorile aflate și date pentru $q_1 = 2,71 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$; $q'' = 0,103 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$; $\omega = 300 \text{ ha}$ și adunând rezultatele pe coloane obținem:

$$B. \quad 1) \quad \omega_1 = 1,084 \omega_{10} + 11,400$$

$$2) \quad \omega_2 = 0,998 \omega_{10} + 10,972$$

⋮

$$9) \quad \omega_9 = 0,761 \omega_{10} + 8,363$$

$$\sum_{i=1}^{i=9} \omega_i = 300 - \omega_{10} = 8,036 \omega_{10} + 88,327$$

de unde:

$$\omega_{10} = \frac{211,673}{9,036} = 23,426 \text{ ha}$$

Înlocuind valoarea suprafeței ω_{10} în ecuațiile sistemului B, se obține valoarea suprafețelor:

$$\omega_1 = 35,716 \text{ ha};$$

$$\omega_2 = 34,351 \text{ ha};$$

$$\omega_3 = 33,064 \text{ ha};$$

$$\omega_4 = 31,702 \text{ ha};$$

$$\omega_5 = 30,590 \text{ ha};$$

$$\omega_6 = 29,423 \text{ ha};$$

$$\omega_7 = 28,316 \text{ ha};$$

$$\omega_8 = 27,222 \text{ ha};$$

$$\omega_9 = 26,190 \text{ ha}.$$

suma lor fiind:

$$\omega_1, \omega_2, \omega_3, \dots, \omega_{10} = 300 \text{ ha}.$$

Repartizându-se astfel suprafețele de inundare zilnic, se asigură un debit maxim la hectar de:

$$q_{\text{med.max.spec.}} = q'' \sum_{i=1}^{i=9} \omega_i + q_1 \omega_{10} = 3,1 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$$

În procesul de exploatare, mărimea suprafețelor poate fi rotunjită în plus sau în minus, astfel ca să rezulte unități (loturi) care cuprind multiplu de parcele.

4.2.6. GRAFICUL CONSUMULUI TOTAL DE APĂ AL SISTEMULUI DE IRIGAȚIE ȘI DEBITUL CE DIMENSIONEAZĂ ELEMENTELE ACESTUIA

Sistemul de irigație poate cuprinde unul sau mai multe asolamente, în funcție de: suprafața lui, cerințele economice, condițiile naturale arătate de raionare ș.a.

Regimul de irigație al întregului sistem se obține prin întocmirea în prealabil a tuturor graficelor de regim din interiorul unității agricole (pe asolamente), după cum s-a văzut anterior. Pentru a putea întocmi graficul regimului total de irigație al sistemului, trebuie cunoscute o serie de date, cum ar fi: suprafața totală a regiunii, suprafața efectiv irigabilă din sistem, coeficientul de încărcare etc., ale căror valori vor face parte din graficul de consum al sistemului.

Suprafața totală a regiunii S cuprinde totalitatea terenurilor apte pentru cultură, precum și a lacurilor, râurilor etc. din acea zonă,

Suprafața totală de sub regimul de irigație Ω_B cuprinde terenurile apte pentru cultură, determinate după hărți la scări mici, fără a exclude movilele, gropile etc.

Suprafața efectiv irigabilă Ω_A cuprinde suprafața totală Ω_B , din care se scad: canalele, rezervele, drumurile, movilele, gropile, terenurile neirigate etc., stabilite prin studii de teren. În privința diverselor între-

prinderi, a caselor precum și a parcurilor, acestea se includ în suprafața efectiv irigabilă, deoarece au și ele nevoie de apă. Pentru acestea se calculează un debit egal cu acela cerut de cultura cea mai pretențioasă din sistem, în afară de orez. Pentru centrele mari populate (orașe), nevoia de apă se calculează aparte, după normele de alimentare cu apă.

Raportul dintre suprafața efectiv irigabilă Ω_A și suprafața totală Ω_B se numește „coeficient de utilizare al terenurilor” μ :

$$\mu = \frac{\Omega_A}{\Omega_B}$$

$\mu = 80-95\%$ în condiții favorabile și suprafețe mici; pentru suprafețe foarte mari $\mu = 40-50\%$ și chiar $< 40\%$).

Suprafața asimilată Ω_s este suprafața amenajată cu o rețea de canale și cu instalații.

Raportul dintre suprafața asimilată Ω_s și cea efectiv irigabilă Ω_A este „coeficientul de încărcare al sistemului” φ :

$$\varphi = \frac{\Omega_s}{\Omega_A}$$

Deoarece acest coeficient se mărește cu vechimea sistemului, după un plan prevăzut în proiect și după cerințele economice, astfel ca într-un anumit număr de ani, toată suprafața irigabilă să fie luată în cultură, valoarea lui va fi, după trecerea aceluși număr de ani, egală cu 1.

Suprafața efectiv irigată Ω_ϕ reprezintă întinderea suprafeței care se irigă efectiv într-un anumit an.

Terenurile de rezervă se lasă pentru extinderea suprafeței irigate pe seama apei economisite în timp (prin creșterea randamentului), sau pe seama refolosirii apei de pe suprafețele din amonte.

4.2.6.1. Consumul total de apă în cazul unui singur asolament, al mai multor asolamente și în cazul refolosirii apei

Considerând coeficientul de încărcare al sistemului egal cu 1 și având graficul hidromodulului pe unități cu același asolament, ordonata graficului total se obține prin înmulțirea ordonatei graficului cu suprafața efectiv irigabilă. Aceasta se poate face chiar pe graficul specific, întocmind o nouă scară a debitelor în dreapta (v. fig. 4.18).

Dacă condițiile economice și naturale impun pentru fiecare sector (suprafața alimentată de un canal de distribuție) câte un asolament aparte, se construiesc grafice separate. În acest caz, graficul total al consumului în sistem se obține prin însumarea ordonatelor tuturor graficelor (fig. 4.23).

Graficul total caracterizează instalațiile frontale, centrul de priză și partea inactivă a canalului magistral

și trebuie să aibă o formă regulată.

Dacă graficul total nu are o formă regulată, trebuie reîntocmite graficele pe asolamente separate, numai dacă situația economică și agrotehnică o permite.

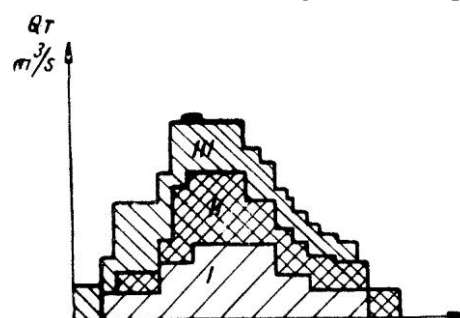


Fig. 4.23. Graficul consumului de apă al sistemului de irigație cu trei asolamente.

În cazul când situația reliefului, cea economică și calitatea apei permit ca o parte din apa folosită la irigarea părții superioare a sistemului și colectată de canalele de colectare să fie întrebuințată la irigarea părții de jos a sistemului, se va întocmi graficul consumului din capătul canalului colector (fig. 4.24).

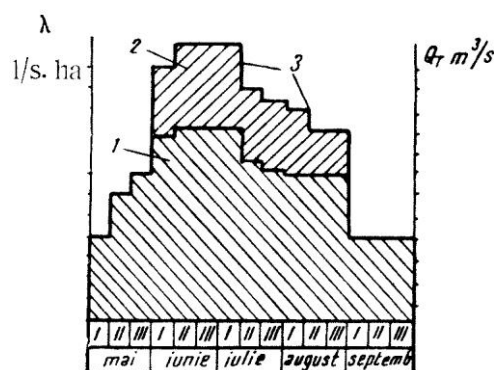


Fig. 4.24. Graficul consumului de apă, avându-se în vedere refolosirea apelor: 1 – apa care se ia din canalul magistral; 2 – apele ce se reîntorc; 3 – graficul consumului din capătul canalului colector.

Pentru obținerea datelor necesare, canalele trebuie să fie înzestrate cu apometre. Scăzând ordonatele acestui grafic din ordonatele graficului total al sistemului, se obține cantitatea de apă ce trebuie scoasă din sursă și adusă în sistem.

La întocmirea graficului de furnizare a apei pentru întregul sistem, trebuie să se aibă în vedere și consumul celorlalte ramuri ale hidro-economiei, care vor trebui însumate în el.

$$\text{Randamentul sistemului de irigație } \eta = \frac{Q_{\text{final}}}{Q_{\text{inițial}}}$$

se schimbă cu timpul și măsurile care se iau pentru reducerea pierderilor de apă. Pentru debite mai mari, valoarea absolută a pierderilor crește, iar cea relativă scade. Literatura de specialitate arată că mărimea ran-

damentului η la sistemele de irigație trebuie să ajungă la: 0,75-0,80 pentru rețeaua de irigație din interiorul gospodăriei; 0,85-0,90 pentru utilizarea apei pe sectoarele irigate; 0,70-0,75 pentru rețeaua de aducțiune a întregului sistem de irigație, aparținând mai multor beneficiari.

La întocmirea graficului de consum se adaugă și pierderile din rețeaua de canale și se ține seama și de timpul destul de îndelungat necesar pentru umplerea canalelor cu apă, la începutul fiecărei perioade de alimentare cu apă, când $V_m = 0,1-0,2$ m/s.

Debitul care se ia din sursă și după care se dimensionează instalațiile de priză, precum și rețeaua de aducțiune (pentru cazul că deservește un singur asolament) se determină cu relația:

$$Q_{\text{inițial}} = \frac{\lambda \cdot \varphi_n \cdot \Omega_A}{\eta_n} \quad (4.42)$$

Cu cât va crește randamentul η (prin micșorarea normelor de udare, combaterea pierderilor de apă, captușirea canalelor etc.) și cu câte se va micșora hidromodulul λ , cu atât va crește coeficientul normal de încărcare al sistemului φ , prin asimilarea de noi suprafețe de rezervă (fig. 4.25).

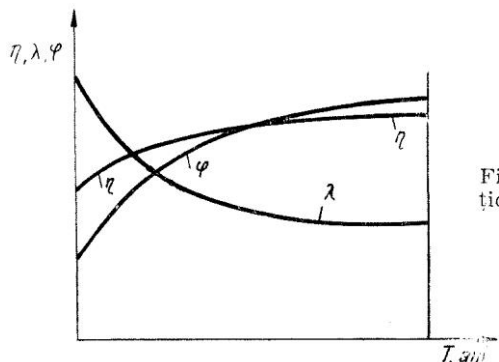


Fig. 4.25. Reprezentarea grafică a funcționării sistemului de irigație în timp.

În caz că sistemul de irigație alimentează mai multe gospodării, cu mai multe asolamente (așa cum se întâmplă frecvent) atunci în relația 4.42, valoarea $\lambda \cdot \varphi \cdot \Omega_A$ se înlocuiește cu debitul maxim Q_0 , obținut din ordonatele graficului coordonat al consumului total de apă (vezi fig. 4.27).

4.2.6.2. Concluzii pentru proiectare

Pe baza celor arătate, care elucidează analiza drumului parcurs până la stabilirea hidromodulului și a consumului de apă în sistemul de irigație, se desprind următoarele concluzii:

a. *Hidromodulul* λ este o noțiune teoretică folosită în proiectare, care se referă la desfășurarea în timpul perioadei de vegetație a procesului de irigație pe suprafața de 1 ha, considerată teoretic a fi ocupată

procentual și calitativ cu toate plantele din asolament. Acesta este legat de consumul de apă fără pierderi, pentru că în componența lui nu sunt incluse pierderile de apă de la sursă la terenul de irigat. Deci nu este cazul să se folosească două valori – net și brut – ale hidromodulului pentru același asolament.

b. *Graficul hidromodulului* oferă datele necesare în proiectare, iar pentru exploatare dă numai o orientare.

c. Suprafața diagramei din figura 4.20 reprezintă volumul de apă reclamat de 1 ha, ocupat procentual și calitativ cu toate plantele asolamentului. Înmulțind acest volum $\sum \psi_i \cdot t_i$ cu suprafața totală a asolamentului Ω , se obține volumul de apă reclamat în perioada de vegetație de către culturile asolamentului. Acest volum de apă este, de altfel, echivalent și cu suma produselor dintre normele de irigație M_i și suprafețele ω_i ocupate de culturile asolamentului $\sum \omega_i \cdot M_i$. Suprafața diagramei consumului total net și respectiv brut al sistemului de irigație (vezi figura 4.23 și figura 4.27) reprezintă volumul de apă net și brut, pe care sursa de apă trebuie să-l furnizeze în perioada de vegetație sau întregul an.

d. În proiectarea sistemelor de irigații se diferențiază patru noțiuni de debit unitar: 1) *modulul de udare* q_m , 2) *hidromodulul* λ , 3) *debitul specific net* $q_{s,n}$, 4) *debitul specific brut* $q_{s,b}$, precum și două debite totale (pentru întreaga suprafață deservită de sistemul de irigație – S): 1) *debitul de consum total net* $Q_{T,N}$, 2) *debitul de consum total brut* $Q_{T,B}$.

Folosirea acestor noțiuni în dimensionare se face diferențiat, după rolul pe care îl are elementul ce se dimensionează, astfel (fig. 4.26):

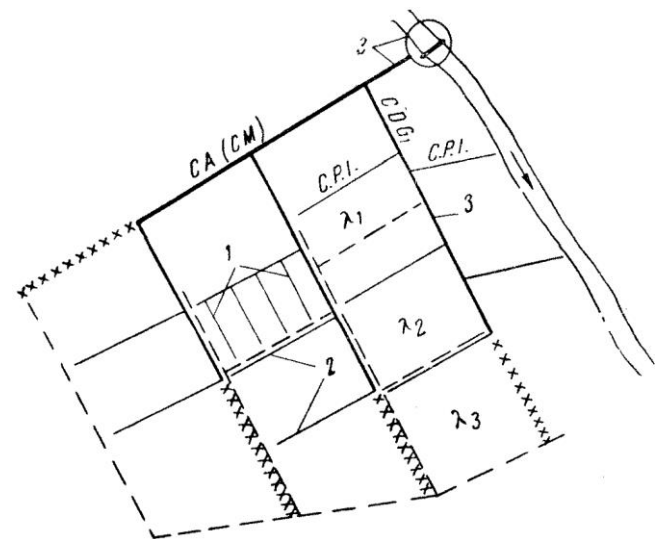


Fig. 4.26. Schema unui sistem de irigație: 1 – elemente dimensionate în funcție de modulul de udare (c.d.s.); 2 – elemente dimensionate în funcție de hidromodul; 3 – elemente dimensionate în funcție de debitul specific brut.

– elementele care deserveșc o singură cultură (canalele distribuitoare de sector, canalele provizorii etc.) se dimensionează pe bază de *modul*, ținând cont și de cerințele unei exploatări raționale (rotația):

– elementele ce deserveșc un asolament se dimensionează pe bază de *hidromodul*;

– elementele ce deserveșc sistemul de irigație se dimensionează pe baza *debitului specific brut*.

4.2.7. CONFRUNTAREA ȘI COORDONAREA GRAFICULUI CONSUMULUI DE APĂ AL SISTEMULUI DE IRIGAȚIE CU HIDROGRAFUL SURSEI DE APĂ

Ținându-se seama de nevoia de apă și pentru satisfacerea diferitelor cerințe economice (transport, electrificare, alimentarea altor centre și unități irigabile ș.a.), se stabilește dacă debitul de apă care rămâne disponibil în sursă (după satisfacerea servituților, inclusiv debitul sanitar) este suficient pentru sistem sau nu. În acest scop se confruntă graficul de consum proiectat (care include toate cerințele din sistem) cu hidrograful sursei de apă (ce include și servituțile), pentru anul de calcul ales (fig. 4.27).

Confruntarea graficelor poate duce la două situații:

a. apa din sursă este suficientă pentru a satisface și nevoile sistemului de irigații;

b. apa din sursă este insuficientă pentru a satisface și nevoile sistemului de irigație.

În primul caz, coordonarea trebuie făcută numai în ceea ce privește nivelul apei, în vederea ridicării ei

prin pompare (cu H_{minim}), sau pentru alimentarea canalului magistral printr-un centru de priză fără baraj.

Puterea stației de pompare P este:

$$P = \frac{1000Q(H + h_r)}{75\eta_p\eta_T} \quad (4.43)$$

în care:

Q – este debitul necesar al sistemului de irigație;

H – înălțimea geodezică;

h_r – pierderi în conducte;

η_p – randamentul pompei;

η_T – randamentul transmisiei.

În caz de insuficiență a debitului din sursa de irigație sunt posibile două soluții.

Dacă lipsa este neînsemnată și dacă în perioadele de timp vecine există în sursă un surplus de apă, se recomandă adaptarea regimului de alimentare al sistemului de irigație la regimul sursei de apă, schimbarea componenței culturilor sau reducerea suprafeței ocupate de culturi, care trebuie irigate în perioadele lipsei de apă, precum și revizuirea repartiției apei între diferitele cerințe, asigurându-se cu apă în ordinea urgenței (alimentări cu apă, irigații etc.)

Dacă sursa are un debit prea mic, se recomandă: mărirea randamentului η_n sistemului de irigație, prin căptușirea sau înlocuirea canalelor cu conducte, jgheaburi, raționalizarea exploatării, regularizarea debitelor sursei și aducerea apei din alte surse.

În cazul alimentării unor sisteme de irigații mici se folosesc cele mai simple metode de mărire a randamentului sistemului și folosirii sursei.

În cazul unor sisteme mari, când trebuie satisfăcute și cerințele altor ramuri ale economiei naționale, metodele cele mai sigure sunt:

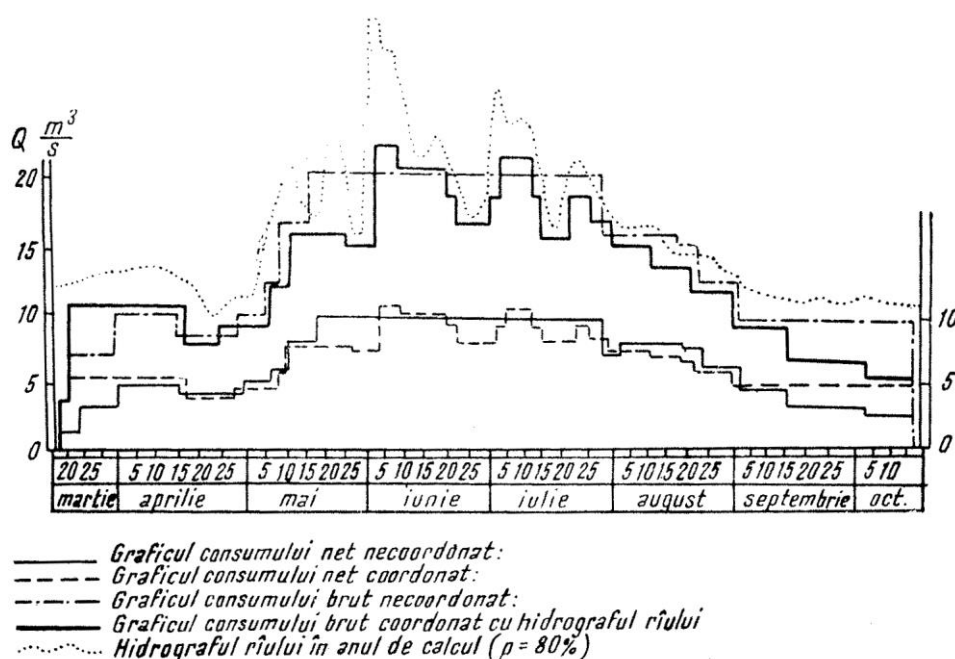


Fig. 4.27. Graficul consumului de apă al sistemului de irigație coordonat cu regimul râului.

- 1) realizarea bazinelor de regularizare și
- 2) suplimentarea surselor de irigație cu apă adusă din alte bazine hidrografice.

4.2.7.1. Regularizarea regimului sursei de apă în caz de insuficiență pentru irigații

1°) *Bazine de regularizare pentru irigații.* Rolul bazinelor de regularizare este de a redistribui debitul sursei de apă în raport cu consumul sistemului de irigație. Regularizarea regimului râului prin bazine este o problemă ce privește întreaga economie a bazinului hidrografic respectiv. Regularizarea debitului sursei în vederea irigației poate fi: *multianuală, sezonieră, zilnică și periodică de scurtă durată.* Regularizarea multianuală numai în scop de irigație nu are o răspândire mare, din cauza capacității și costul mare al acestor bazine. Ea capătă însă cu totul altă importanță, în cazul folosirii apei și pentru alte scopuri ca, de exemplu, pentru hidroenergetică. Regularizarea sezonieră este cea mai răspândită pentru irigație, întrucât, în majoritatea cazurilor, regimul de scurgere al sursei nu coincide în timp cu cerințele irigației.

– *Bazine de regularizare în scopul amenajării hidroenergetice, predominante de irigații și bazine – iazuri pentru regularizarea scurgerii locale.* Energia hidroelectrică legată de irigație se obține, de obicei, pe două căi: – pe râu, folosind presiunea creată de baraje, la punctele de priză sau la bazinele de regularizare; – în sistemul propriu-zis, utilizând presiunea de la punctele de evacuare (punctele de trecere a apei în canale terminale), sau chiar pe canalele de alimentare în locurile unde se pot crea căderi concentrate cu debite mari.

În afară de cazul când energia obținută este folosită numai pentru nevoile irigației, coordonarea cerințelor energetice și ale irigației poate fi realizată prin construirea a două bazine de regularizare: un bazin superior în amonte de hidrocentrală, menit a regulariza debitul pentru scopuri energetice, și un bazin inferior, în aval de hidrocentrală, care acumulează apele folosite de aceasta și regularizează debitul pentru irigații.

Hidroelectricizarea se realizează prin: uzine obișnuite, uzine speciale, ca acelea care deservește folosințe speciale (navigația, regularizarea regimului apelor, alimentări cu apă, irigații). Deosebirea dintre uzinele speciale și cele obișnuite constă în felul exploatării (fig. 7.28).

La uzinele obișnuite, programul golirii și umplerii bazinului depinde de nevoia de a acoperi curba puterii de consum P_c prin compensarea cu puterea disponibilă P_d .

Curba anuală a puterii disponibile pentru uzina obișnuită de vârf *a* este:

$$P_d = 9,91 Q_d H_b \eta \quad [\text{kW}] \quad (4.44)$$

în care:

Q_d – este debitul disponibil natural, variabil pe râu, în m^3/s ;

H_b – căderea totală, variabilă după nivelul apei, în m;

η – randamentul global al uzinei, dat de produsul randamentului hidraulic η_h , al turbinei η_t și al părții electrice η_e . Deci:

$$\eta = \eta_h \cdot \eta_t \cdot \eta_e$$

Pentru a nu fi nevoie de rezerve termo sau hidroelectrice, trebuie ca puterea produsă de exploatare P_e să acopere curba de consum P_c . Deci, trebuie ca:

$$P_c = P_e$$

Pentru realizarea egalității $P_c = P_e$ trebuie făcută compensarea puterii disponibile P_d , prin umplerea și golirea lacului, după cum se vede în figura 4.28, a.

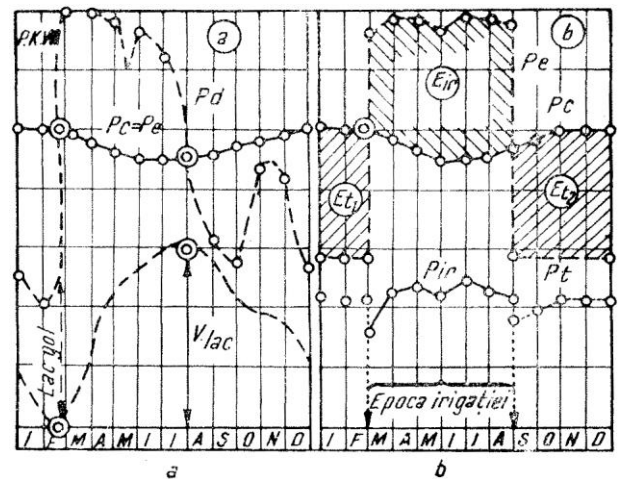


Fig. 4.28. Planuri de exploatare: a – al uzinei de vârf obișnuite; b – al uzinei speciale destinate irigației.

În cazul uzinei speciale care deservește irigația (fig. 4.28, b), dacă puterea disponibilă naturală P_d se aseamănă cu cea din figura 4.28, a, cea exploatată P_e diferă cu totul. În perioada de vegetație (martie-septembrie), când rezerva de apă este consumată, puterea produsă P_e este mult superioară celeia din lunile de toamnă și iarnă (octombrie-februarie). Curba de consum energetic P_c fiind aceeași ca și în figura 4.28, a, rezultă că energia obținută în epoca irigațiilor E_{ir} nu poate fi total consumată pe rețeaua obișnuită și trebuie deci folosită și în altfel.

Puterea excedentară rezultată P_{ir} , dată de diferența ordonatelor $P_{ir} = P_e - P_c$ (kW), poate fi folosită pentru nevoile agriculturii și irigației.

Deficitul de putere din lunile de iarnă $P_t = P_c - P_e$ trebuie acoperit de uzine de rezervă (termoelectrice sau hidroelectrice de vârf, care trebuie să debiteze energia $E_{t1} + E_{t2}$). În felul acesta se poate realiza un sistem mixt de irigație – *sistemul legat de sursă*, pe care s-a

amenajat uzina specială ce privește debitul Q_{ir} cu care se irigă gravitațional suprafața S_1 , și *sistemul independent* S_2 , care poate fi amplasat oriunde față de canalul de aducțiune, deoarece alimentarea sa se face prin pompare, cu ajutorul energiei electrice produsă excedentar în perioada de vegetație de uzina specială.

Puterea necesară de pompare a apei dintr-o sursă așezată mai jos decât suprafața de irigat va fi:

$$P_p = 9,81 Q_p H_p \frac{1}{\eta} \text{ [kW]} \quad (4.45)$$

în care:

Q_p – este debitul mediu pompat, cu care se poate iriga suprafața S_2 , în m^3/s ;

$\eta = \eta_t \cdot \eta_h \cdot \eta_e \cdot \eta_p$ – randamentul global, egal cu produsul randamentelor transportului electric $\eta_t = 0,95$, hidraulic $\eta_h = 0,90$, al electromotoarelor $\eta_e = 0,89$, al pompelor $\eta_p = 0,8$;

H_p – înălțimea medie a terenului de irigat, în m.

Din cele mai sus se poate determina mărimea suprafeței totale de irigat mecanic S_2 , în funcție de normele medii de irigație M : $S_2 = \frac{V_p}{M}$, în care V_p este volumul pompat în perioada T de irigație:

$$V_p = Q_p \cdot T \cdot 86.400$$

Consumul specific de energie K_s va fi:

$$K_s = \frac{E_{ir}}{V_p}, \text{ în kWh/m}^3 \text{ apă} \quad (4.46)$$

Pentru irigarea de suprafețe mici pot fi adesea folosite apele rezultate din topirea zăpezilor sau din ploile de primăvară, acumulate în iazuri (fig. 4.29, regularizare sezonieră).

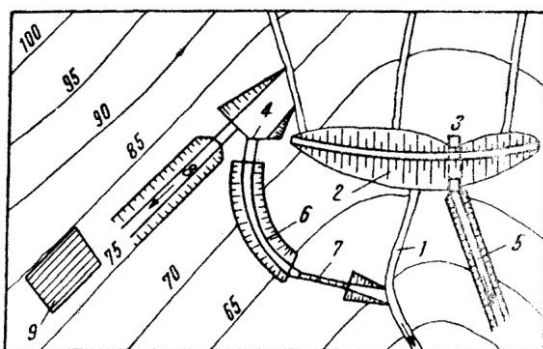


Fig. 4.29. Schema centrului instalației de regularizare pe un râu mic: 1 – râu; 2 – baraj de pământ; 3 – instalație de priză; 4 – vană de evacuare; 5 – canal de aducțiune pentru irigații; 6 – canal de evacuare; 7 – cădere; 8 – canal pentru alimentarea compartimentelor temporare de irigație; 9 – suprafață de irigat prin compartimente temporare.

Amplasarea bazinelor de regularizare față de sistemul de irigație. În funcție de condițiile locale, bazinul de regularizare poate fi așezat față de sursă și față de suprafața de irigat în diferite poziții:

Chiar pe râu, alimentarea sistemului putându-se face fie direct din bazin, fie din sursă (aval de bazin) figura 4.30.

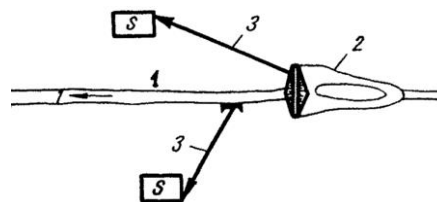


Fig. 4.30. Schema alimentării cu apă a unui sistem de irigație (S) dintr-un bazin de regularizare așezat chiar pe sursa de apă: 1 – sursă (râu); 2 – bazin de acumulare; 3 – canal de aducțiune.

Lateral față de râu, alimentându-se cu apă din acesta printr-un canal de aducțiune 3. În acest caz apar variante cu privire la posibilitatea alimentării cu apă a sistemului de irigații: a) canalul principal de irigație (C.P.I-4) pleacă direct din bazin (fig. 4.31); b) C.P.I. pleacă fie direct din bazin, fie din sursă, atunci când debitul și nivelul acesteia o permite (fig. 4.32); c) din bazin apa este trimisă în sursă (la date convenabile) pentru a fi derivată apoi din aceasta într-un punct optim pentru sistemul de irigație (fig. 4.33).

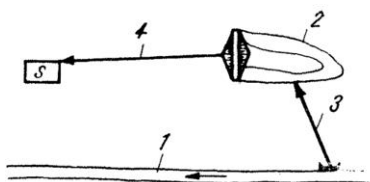


Fig. 4.31. Schema alimentării cu apă a unui sistem de irigație (S) direct dintr-un bazin de regularizare, așezat lateral de sursă: 1 sursă (râu); 2 – bazin de acumulare; 3 – canal de alimentare al bazinului; 4 – canal de aducțiune.

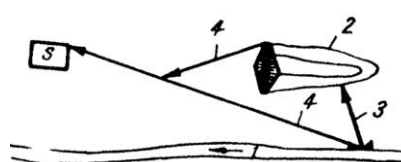


Fig. 4.32. Schema alimentării cu apă a unui sistem de irigație (S) fie direct din sursă (râu), fie din bazinul de regularizare, prin același canal: 1 – sursă (râu); 2 – bazin de acumulare; 3 – canal de alimentare al bazinului; 4 – canal de aducțiune.

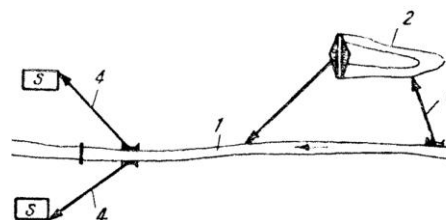


Fig. 4.33. Schema alimentării cu apă a unui sistem de irigație (S) direct din sursă (râu), folosindu-se bazinul de regularizare lateral pentru redistribuirea debitelor: 1 – sursă (râu); 2 – bazin de acumulare; 3 – canal de alimentare al bazinului; 4 – canal de aducțiune.

În figura 4.34, care reprezintă o situație concretă din estul țării, sunt ilustrate ambele poziții ale bazinului față de sursă.

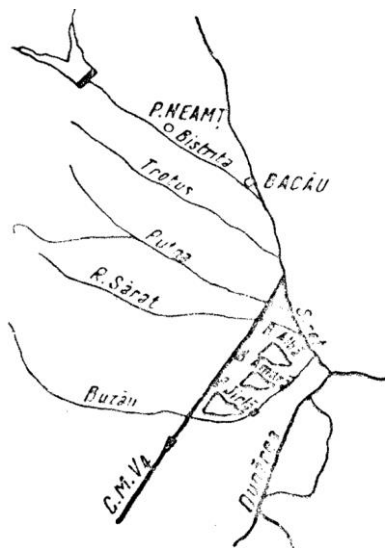


Fig. 4.34. Posibilități de alimentare cu apă a sistemului de irigație din bazine de regularizare așezate fie pe firul văii, fie în depresiunile interioare din sistem.

Volumul bazinului și stabilirea regimului de funcționare pentru irigații. Capacitatea necesară și modul de funcționare al bazinelor de regularizare se pot stabili prin metode de calcul, care au la bază confruntarea în timp a volumelor râului cu consumul de apă al sistemului de irigație, pentru aceeași perioadă, sau prin compararea curbilor integrale ale regimului râului și ale consumului de apă în sistemul de irigație.

Pentru a constata dacă sursa poate satisface cerințele de apă ale irigației fără regularizare, se construiesc curbele integrale ale debitelor disponibile și ale celor de consum, care reprezintă volumul total de apă scurs în decursul perioadei de vegetație. Cu ajutorul acestora se poate ști în orice moment ce volum de apă s-a scurs sau a fost consumat.

Aceste curbe se construiesc pe baza hidrografului râului, pentru anul teoretic ales și a debitului de consum pentru irigație (fig. 4. 35).

În grafice se trec pe abscisă perioadele $\sum \Delta t$, iar pe ordonată volumul de apă scurs pe râu sau consumul în sistem, în intervalul de timp respectiv. Volumul de apă se află prin diferența ordonatelor celor două puncte. Punctele de intersecție ale curbei de regim (râu) cu curba de consum (sistem) dau momentele în care începe o perioadă caracterizată prin acumulare sau evacuare. Aceste momente se află ducând pe abscisă ordinate prin punctele de intersecție. Dacă dintr-un punct al curbei integrale, corespunzător unui moment oarecare, se duce tangenta geometrică la curba integrală, tangenta trigonometrică a unghiului format de tangenta geometrică cu abscisa reprezintă tocmai de-

bitul ce se scurge sau se consumă în acel moment al anului.

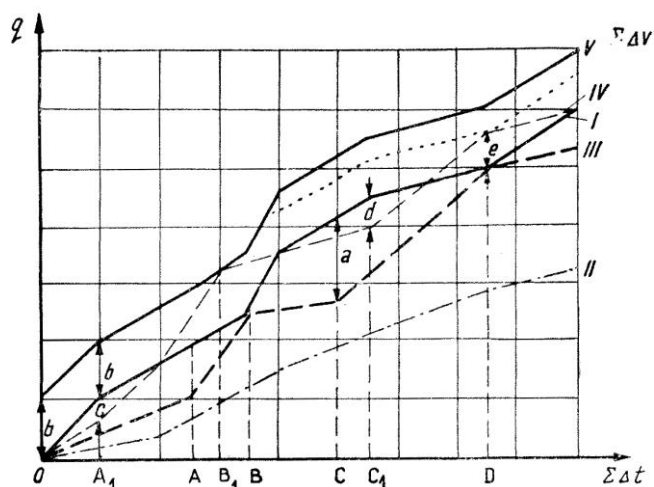


Fig. 4.35. Schema de funcționare a bazinelor de regularizare a scurgerii în scop de irigație.

Curba integrală servește la determinarea debitului mediu sau consumului într-un interval de timp oarecare, sau a debitului la un moment dat.

Curba integrală a debitelor disponibile și curba integrală a debitelor de consum comparate dau posibilitatea de a determina valoarea volumului util ce trebuie asigurat în bazinul de regularizare.

Dacă înclinarea segmentelor curbei integrale a debitului disponibil este egală sau mai mare decât înclinarea segmentelor corespunzătoare curbei integrale a debitelor de consum, pentru aceeași perioadă de timp, înseamnă că debitul râului este capabil de a satisface continuu cerințele irigației și că nu este deci nevoie de regularizare. Când înclinarea unui segment al curbei integrale a debitelor disponibile este mai mică decât înclinarea segmentului corespunzător al curbei debitelor de consum, înseamnă că aduce un debit mai mic decât cel de consum și că este deci nevoie de o rezervă de acumulare. Pentru determinarea capacității necesare a bazinului de regularizare de sezon și a condițiilor de funcționare a acestuia (timp de umplere și golire) se construiește curba integrală a regimului râului pe durata anului teoretic și se compară cu curba integrală a regimului de irigație a sistemului. Din comparația celor două curbe integrale (de consum pentru irigații și a debitelor disponibile) pot rezulta două situații (A.N. Kosteakov, 1951):

a. Curba integrală a consumului de apă pentru irigație este cuprinsă în limitele curbei integrale a debitului disponibile, nedepășind-o de loc. În acest caz există următoarele posibilități:

– dacă tangentele unghiurilor curbei integrale de consum sunt peste tot mai mici decât tangentele unghiurilor curbei de debit disponibil, sistemul de irigație poate funcționa pe baza debitului neregularizat al sur-

sei și bazinul de regularizare nu este necesar;

– când tangentele unghiurilor curbei de consum sunt mai mari în anumite perioade decât tangentele unghiurilor curbei de aducțiune, sistemul de irigație poate funcționa pe baza unui debit regularizat printr-un bazin fără umplere prealabilă, el putând fi umplut în timpul perioadei de irigație (regularizarea sezonieră).

b. Curba integrală a consumului de apă pentru irigație depășește în anumite perioade limita curbei integrale a debitelor disponibile. În acest caz este necesar un bazin de regularizare cu umplere prealabilă, adică bazinul trebuie umplut cu o anumită cantitate de apă la începutul perioadei de irigație.

Debitul de apă necesar pentru umplerea bazinului și fazele de funcționare – timp de umplere și de golire – depind de corelația ordonatelor curbelor integrale și a tangentei unghiurilor acestei curbe.

Curba I este curba integrală a scurgerii (regimul râului).

Curba a II-a este curba integrală, a consumului pentru irigarea suprafeței ω , fără regularizare.

Curba a III-a este curba integrală a consumului pentru irigarea suprafeței $\omega_1 > \omega$. În acest caz este necesar un bazin de regularizare fără umplere prealabilă, funcționând cu două faze duble – OA – umplerea; AB – golirea și BC – umplerea; CD – golirea.

Curba a IV-a reprezintă curba integrală a consumului pentru irigarea suprafeței $\omega_2 > \omega_1$. În acest caz este necesar ca bazinul de regularizare să funcționeze cu o umplere prealabilă b și să aibă o capacitate totală $b + c$, dacă $c > d$; în caz contrar capacitatea necesară a bazinului va trebui să fie $b + d$, și el va trebui să funcționeze în patru faze.

Curba a V-a este curba integrală a aducțiunii apei în sistemul de irigație din sursa regularizată, cu umplere inițială b . Regularizarea scurgerii de sezon este suficientă numai în cazul când consumul real de apă nu depășește scurgerea anului teoretic. Dacă depășește scurgerea anului teoretic, devine necesară o regularizare a scurgerii pe mai mulți ani.

În determinarea capacității bazinului de regularizare se adaugă la consumul net al apei și pierderile de apă din bazin, astfel că consumul anual din bazin este αS_0 , în care S_0 este scurgerea medie anuală și α este coeficientul de regularizare a debitului, care trebuie să includă totalul consumului util și pierderile de apă din bazin.

Pentru determinarea volumului de apă al bazinului V_y trebuie stabilită suprafața ω_y , corespunzătoare pentru diferite niveluri Y :

$$\omega_y = \alpha + by + cy^2 + dy^3 + \dots + my^{n-1} \quad (4.47)$$

și deci:

$$Y_y = \int \omega_y dy \quad (4.48)$$

Raportul ϕ dintre volumul util și cel total se numește „coeficientul volumului util”:

$$\phi = \frac{V_u}{V_T}$$

În timpul regularizării, bazinul poate fi umplut de mai multe ori, total sau parțial. De aceea, volumul regularizat V_R poate fi mai mare decât volumul util V_u , ($V_R > V_u$).

Raportul dintre aceste volume este numit „coeficientul util de regularizare al bazinului”. Volumul util al bazinului poate fi impus sau calculat (analitic sau grafo-analitic).

În figura 4.36 sunt arătate hidrograful râului și curba consumului de apă a sistemului de irigație.

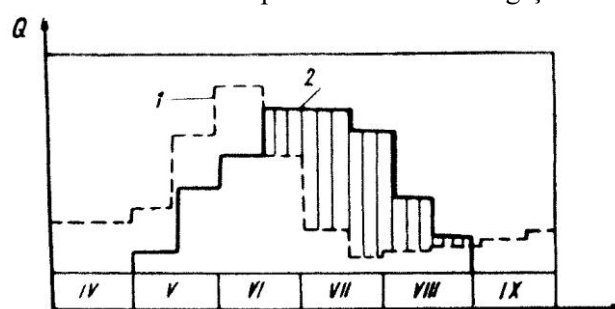


Fig. 4.36. Graficul determinării deficitului de apă. Volumul util al bazinului. 1 – graficul debitelor sursei de irigație; 2 – graficul consumului de apă al sistemului de irigație.

Din confruntare se vede că în a doua jumătate a perioadei de vegetație, sistemul nu este asigurat cu apă, dar că în restul timpului este suficientă apă. În acest caz este ușor de calculat volumul de apă necesar pentru acoperirea suprafeței hașurate din figură, stabilind astfel volumul util total, inclusiv pierderile.

– Pierderile de apă din bazinele de regularizare

Din bazine, ca și din canale, apa se pierde prin infiltrație, evaporatie și datorită exploatarei defectuoase. Pierderile prin infiltrație depind de tipul barajului, de capacitatea bazinului, de proprietățile materialului din care sunt făcute barajul și fundația, precum și de natura malurilor și a fundului bazinului.

În cazul barajelor impermeabile, infiltrația se face numai prin baza permeabilă, iar debitul de infiltrație Q_i se poate afla cu ajutorul relației (fig. 4.37):

$$Q_i = K(Q_{r1}h_1l_1 + Q_{r2}h_2l_2 + \dots + Q_{rn}h_nl_n) \quad (4.49)$$

În cazul barajelor impermeabile cu baza permeabilă, însă prevăzut cu palplanșe, N.N. Pavlovski indică pentru determinarea lui Q_r următorul grafic în funcție de lungimea palplanșei 5 (fig. 4.38).

În cazul barajelor permeabile (de tip obișnuit) cu baza impermeabilă, debitul de infiltrație se poate determina tot prin relațiile N.N. Pavlovski, care dă următorul sistem de ecuații în raport cu prezența apei în bieful inferior:

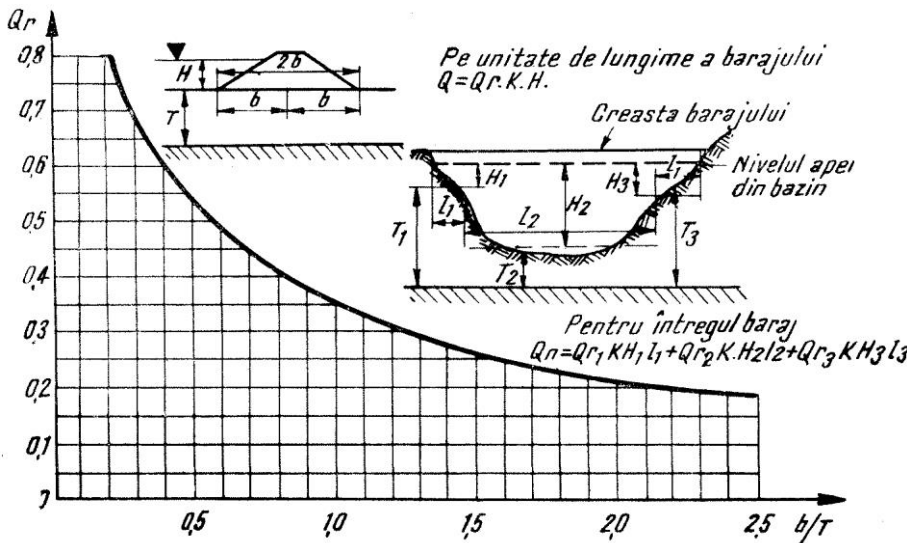


Fig. 4.37. Graficul debitelor de infiltrație pentru un baraj fără palplanșe.

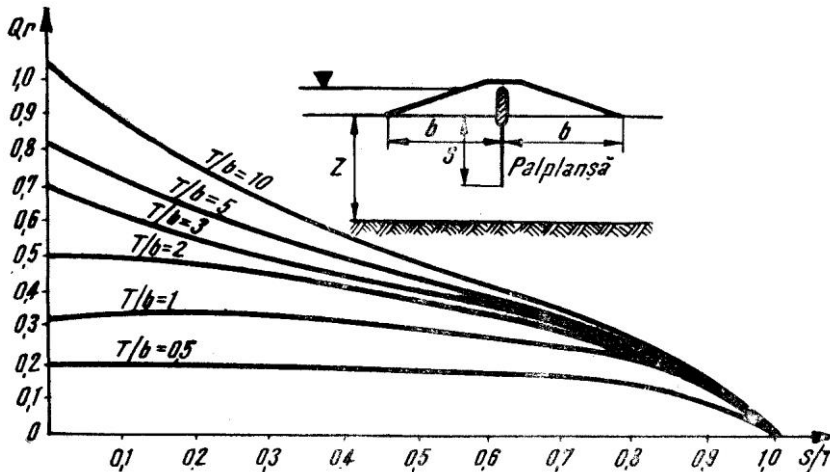


Fig. 4.38. Graficul debitelor de infiltrație pentru un baraj cu palplanșe.

$$\frac{q}{K} = \frac{H - d_0 - h}{m} \cdot 2,3 \log \frac{H}{H - h} \quad (4.50)$$

$$\frac{q}{K} = h^2 - \frac{(a + h_0)^2}{2S}; \quad \frac{q}{K} = \frac{a_0}{m_1} \left(1 + 2,3 \log \frac{a_0 + h_0}{a_0} \right)$$

$$\frac{q}{K} = b + m_1 [H - (a_0 + h_0)]$$

În figura 4.39 se dau toate semnificațiile din relațiile de mai sus.

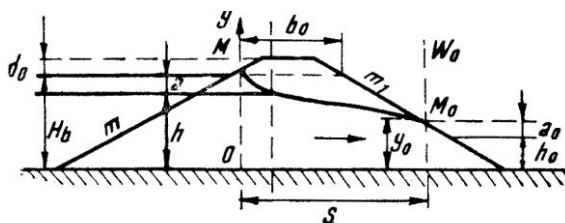


Fig. 4.39. Secțiune transversală a barajului cu elemente necesare studiului infiltrației.

În caz că nu există apă în bieful inferior, se aplică aceleași ecuații, luând $h = 0$.

În funcție de adâncimea la care se află apa subterană față de apa din bazin, debitul de infiltrație prin maluri și prin fundul bazinului se poate determina orientativ cu ajutorul relației:

$$q = 0,0116K(B + 2h) \quad [\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km}] \quad (4.51)$$

în care:

K – este coeficientul filtrației, m/24 de ore;

B – lățimea bazinului la suprafață, în m;

h – adâncimea apei în bazin, în m.

Pierderile prin infiltrație vor fi studiate mai amănunțit la calculul canalelor.

Cu timpul, prin mâlirea fundului și malurilor bazinului, aceste pierderi se reduc.

Pierderile prin evaporație sunt în funcție de condițiile climatice locale și de dimensiunile bazinului de retenție.

Pentru a micșora pierderile de apă prin evaporație, bazinele de regularizare trebuie înconjurare cu perdele de protecție, late de 10-12 m.

Evaporația E de la suprafața apei poate fi determinată după formula lui I.C. Tihomirov:

$$E = 15\mu D(1 + 0,2V) \text{ mm/lună} \quad (4.52)$$

în care:

D – este coeficientul lunar al umidității aerului, în mm;

V – viteza medie lunară a vântului, în m/s;

μ – un coeficient a cărui valoare este de 0,53-0,85 și care scade odată cu creșterea lui D .

Pierderile totale de apă prin infiltrație și evaporație pot ajunge pe an până la 5-30% din volumul bazinului de regularizare. În cazul unei regularizării multianuale trebuie să se țină seama și de pierderile datorită înghețului V_g , care se pot calcula cu relațiile:

$$V_g = 0,5(S - S_m)h_e \quad (4.53)$$

și

$$h_e = 2\sqrt{\sum t + 70^\circ} \quad (4.54)$$

în care:

V_g – este volumul de apă pierdut prin îngheț;

S – suprafața bazinului la un anumit nivel;

S_m – suprafața corespunzătoare nivelului volumului mort;

h_e – grosimea gheții, în m, pentru formula 4.53, și în cm, pentru formula 4.54;

$\sum t$ – suma temperaturii medii zilnice în intervalul de îngheț luat în considerație.

Din cauza pierderilor de apă, capacitatea utilă a bazinului de acumulare trebuie mărită cu 15-40% din volumul său util. Regimul de funcționare a bazinului se determină prin ecuația:

$$S \cdot dH = (Q - Q_1) dt \quad (4.55)$$

în care:

S – este suprafața oglinzii apei;

dH – variația (creșterea sau descreșterea) nivelului apei pe durata de timp t ;

Q – debitul de apă în bazin;

Q_1 – consumul și pierderile de apă din bazinul de acumulare pe durata de timp dt .

Randamentul sau coeficientul general de acțiune utilă a bazinului de regularizare, ținându-se seama de pierderile prin evaporare și infiltrație, se consideră a fi 0,80-0,95.

El crește o dată cu adâncimea bazinului.

– *Scăderea capacității bazinului de regularizare din cauza colmatării și măsurile de prevenire.* Capacitatea de apă a bazinului se micșorează cu timpul din cauza colmatării (înnămolirii) lui.

Volumul de aluviuni care se depune anual în bazinul de regularizare V_{al} este:

$$V_{al} = \frac{0,7 \cdot p \cdot Q_a}{1.000} [m^3] \quad (4.56)$$

și acesta va colmata întregul volum mort al bazinului V_m într-un număr N de ani.

$$N = \frac{\alpha \cdot V_m \cdot 1000}{0,7 \cdot p \cdot Q_a} \text{ ani} \quad (4.57)$$

în care:

Q_a – este debitul anual de apă ce trece prin bazinul de regularizare;

p – conținutul mediu de aluviuni în apă, sedimentate în bazinul de regularizare, în kg/m^3 apă;

V_{al} – volumul mediu al aluviunilor sedimentate în bazin, în m^3 .

N – numărul de ani în care se produce colmatarea volumului mort V_m ;

α – coeficientul de corecție, egal cu 0,8-0,9, care arată câte fracțiuni din aluviunile curentului se depun în afara bazinului de regularizare.

Se poate preveni și combate colmatarea bazinului de regularizare prin măsuri ca: mărirea volumului, consolidarea versanților supuși erodării, plantarea de vegetație în partea superioară a bazinului pentru micșorarea eroziunii solului, evitarea admiterii apelor de viitură încărcate cu aluviuni, construirea unor bazine

suplimentare de decantare, amenajarea de instalații speciale pentru reținerea aluviunilor, curățirea și spălarea aluviunilor.

– *Bazinele mici de apă alimentând sisteme de irigații sub presiune.* În zonele de dealuri și coline, prin bararea văilor ce străbat aceste forme de relief, se realizează lacuri-iazuri cu utilizare agro-piscicolă ce reprezintă o soluție rațională din punct de vedere tehnic și economic.

Capacitatea acestor lacuri, numite și lacuri colinare („laga collinare” – 1. italiană, unde s-a născut această tehnică), ajunge la 20.000.100.000 m^3 și poate asigura apa necesară irigațiilor unei suprafețe de până la câteva zeci de hectare (în N-E țării noastre, în 1960 existau 197 de acumulări, această tehnică datând din secolul al XIV-lea în Moldova.)

În cazul sistemelor de irigații sub presiune, cu conducte fixe, apa este trimisă din lac în rețeaua de conducte, prin pompare și mai rar gravitațional. Pentru asigurarea presiunii necesare în rețea se pot folosi rezervoare de presiune, în care apa se ridică prin pompare (fig. 4.40).

În cazul irigațiilor unor suprafețe mici situate pe versanți, apa se poate ridica prin pompare direct din lac, conducta de refulare având și rol de distribuție.

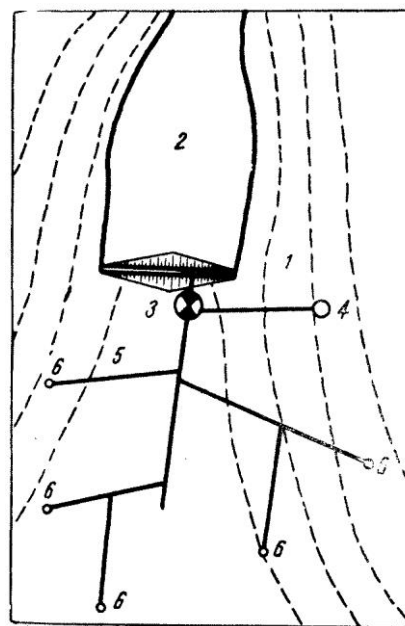


Fig. 4.40. Schema sistemului de irigație cu conducte sub presiune, alimentat dintr-un mic bazin de acumulare.

1 – barajul; 2 – acumularea; 3 – stația de pompare; 4 – rezervorul de echilibru; 5 – rețeaua de distribuție sub presiune; 6 – bornele de irigație.

De exemplu, la Progresul – Dorohoi, s-au amenajat trei bazine: Putreda I, Trestiana și Ghilauca.

Bazinul Ghilauca are un volum de acumulare de 250.000 m^3 și asigură irigarea unei suprafețe de circa 100 ha, cu o înălțime geodezică de 26 m (fig. 4.41).

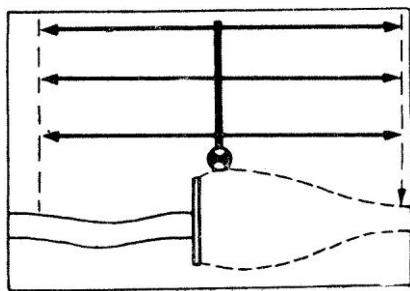


Fig. 4.41. Schema sistemului de irigații cu conducte la Progresul – Dorohoi (b. Ghilauca).

2°) *Suplimentarea surselor de irigații cu apă adusă din alte bazine hidrografice.* Rețeaua hidrografică a țării noastre și repartiția terenurilor irigabile permite mărirea debitului necesar irigațiilor, prin aducerea apei în alte râuri sau surse. Dăm în continuare exemple de derivații propuse, posibile sau realizate în scopul suplimentării debitelor unor surse de apă pentru irigații și alte scopuri:

1. *Ing. I. Varga* (Satu-Mare, 1956) propune un canal de legătură între râul Someș și Crasna – Ier – Berătau (fig. 4.42), pentru un debit de $60 \text{ m}^3/\text{s}$, în scop de irigare și ameliorare a sărăturilor din zona Ier.

Suplimentarea debitului redus, din timpul verii, al canalului Crasna s-ar putea face concomitent si prin regularizarea scurgerii prin acumulări.

2. Ing. A. Grozav (I.P.A.C.A. Oradea – 1954) propune un canal de legătură Someș – Crișuri – Mureș (fig. 4.43) în scopuri multiple: hidroameliorații, navigație, hidroenergetică, pentru $Q = 22.4 \text{ m}^3/\text{s}$.

3. *Canalul colector Crișul Negru – Crișul Repede* (fig. 4.44), cu o lungime de 61,1 km transportă un debit de 4-6 m³/s din sursă (Crișul Repede); de asemenea, suplimentează debitul Crișul Negru, cu apele colectate din sistemele de desecare aferente.

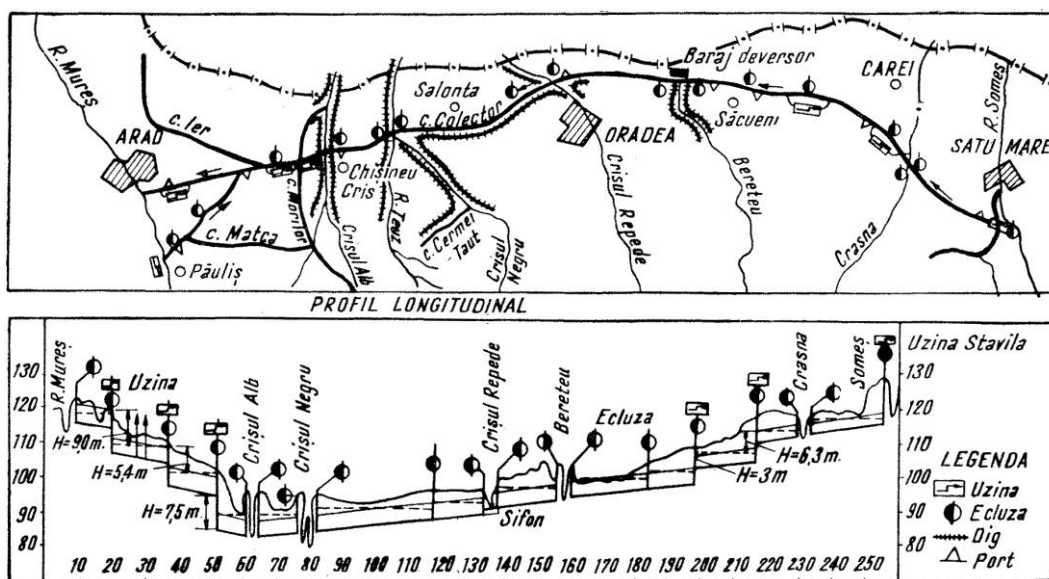


Fig. 4.43. Schița de plan a canalului Someș – Crișuri – Mures.

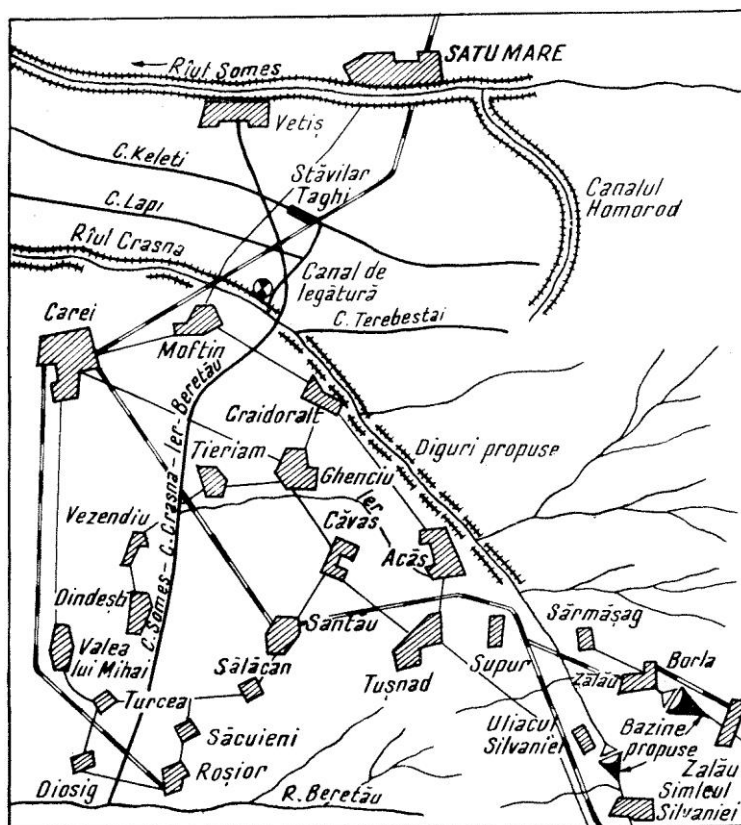


Fig. 4.42. Schița de plan cu propunerile de derivare a apei din râul Someș.

4. *Canalul Matca* (fig. 4.45), pe lângă rolul pe care îl are de a suplimenta cu apă din râul Mureș ($Q = 4-6 \text{ m}^3/\text{s}$) râul Crișul Alb, mai îndeplinește și funcția de colector al apelor de suprafață și freatice, scurse din dealurile Miniș-Pâncota; are o lungimea de 41,8 km.

5. *Dubla conexiune „Timiș – Bega”* (fig. 4.46) reprezintă un caz tip de împrumut și restituire de apă dintr-un bazin în altul (râul Timiș suplimentează cu apă canalul Bega), pentru navigație, irigație și hidroener-

getică, prin canalul de legătură Coștei, lung de 9,5 km (construit în 1757), iar canalul Bega își descarcă surplusul de debit, ce depășește la viituri $85,5 \text{ m}^3/\text{s}$, în râul Timiș, prin nodul hidrotehnic „Topolovăț”. Canalul de descărcare în Timiș, lung de 5,5 km, poate transporta un debit de $372 \text{ m}^3/\text{s}$.

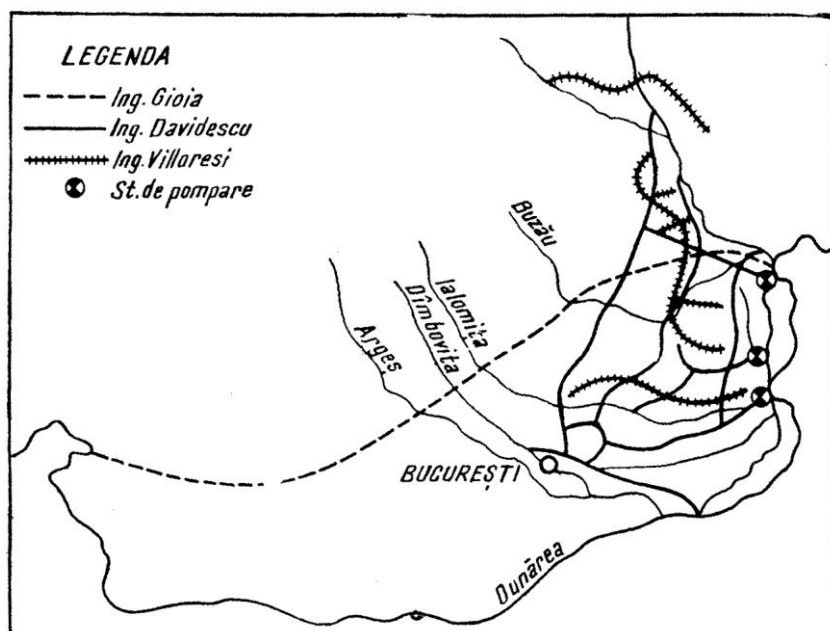


Fig. 4.48. Propuneri vechi de irigații.

Planurile de amenajare integrală (C.S.A., 1960) prevăd o serie de derivații din râul Siret, printre care, în prima etapă sunt:

- Derivația Siret (com. Homocea) – Berheci, $Q = 29 \text{ m}^3/\text{s}$. Acest debit va suplimenta acumularea de la Țepu (fig. 4.50), în scopul irigației zonei aval de Bârlad.
- Derivația Siret (Calul Bălan) – Bârlad (Averestii de Jos) pentru un debit de $6 \text{ m}^3/\text{s}$.

În etapele viitoare se prevăd: derivația Siret (Stolniceni Prăjescu) – Bahlui (Hodoriștea); derivația Siret (Bucecea) – Sitna – Jijia, în scopul irigației suprafețelor din bazinul hidrografic Prut și pentru alimentări cu apă.

10. – Derivația Dunăre – Valea Carasu – Dobrogea de Sud (șef proiect complex ing. N. Mucica, I.P.I.F. București, 1966).

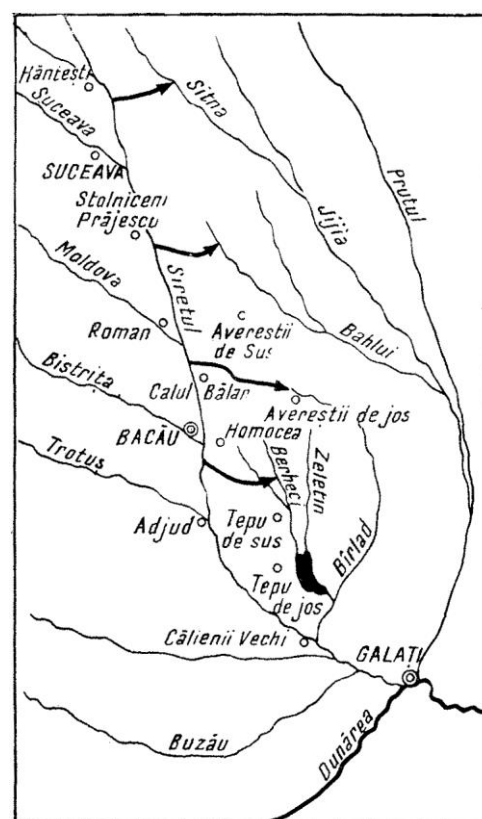


Fig. 4.50. Derivații din râul Siret

Din enumerarea sumară a unor soluții de derivații în scopul suplimentării surselor de irigații deficitare în apă, rezultă enormele posibilități ce există în țara noastră pentru extinderea irigațiilor, ca și pentru rezolvarea complexă a problemelor, legate de folosirea fondului funciar și hidrografic al țării.

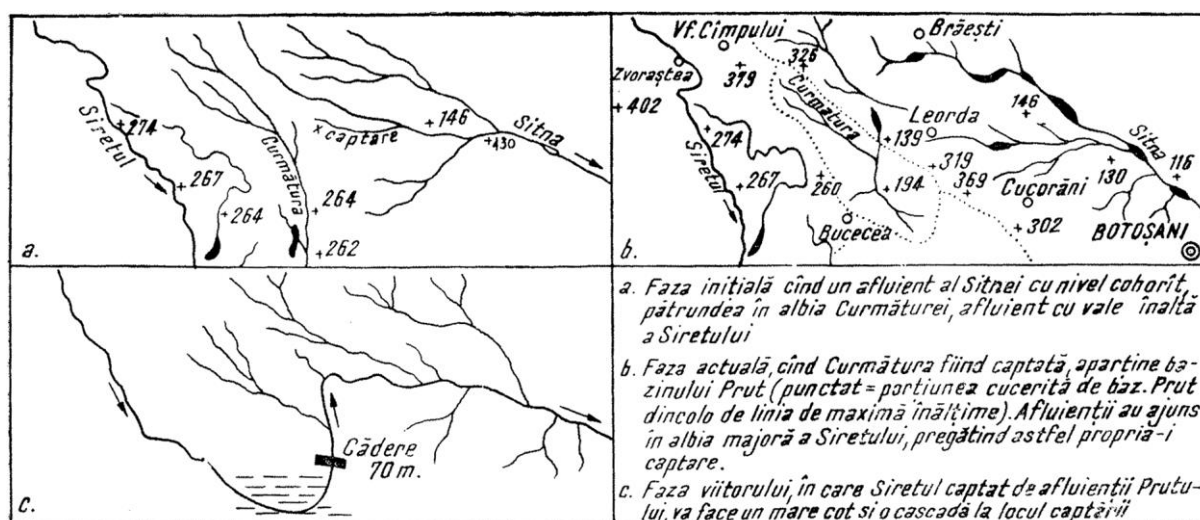


Fig. 4.49. Captarea de la Bucecea

4.3. DEBITUL DE EVACUAT DIN SISTEMUL DE DESECARE

4.3.1. PROBLEME GENERALE LEGATE DE DESECAREA TERENURILOR

Subcapitolul de față se referă la debitul de apă rezultat ca surplus pe terenurile agricole (putând avea diferite proveniențe) cât și la debitul de evacuat, rezultat în urma lucrărilor de ameliorare a sărăturilor; măsurile tehnice de ameliorare fiind comune, diferă numai intensitatea lucrărilor (adâncimea și distanța elementelor de desecare).

4.3.1.1. Indici și caracteristici ale terenurilor cu exces de umiditate

Terenurile cu exces de umiditate duc la apariția unor tipuri genetice de sol caracteristice și pot fi recunoscute ușor după indici exteriori: sunt mai reci, zăpada se topește greu, apar formațiuni de ceață, plantele cultivate au o culoare mai deschisă, datorită asfixierii lor treptate, se dezvoltă o anumită floră spontană (*Caltha palustris*, *Cardamine*, *Amara*, *Comarum palustre*, *Equisetum* sp., *Glyceria aquatica*, *Juncus* sp., *Myosotis palustris*, *Phragmites communis* etc.).

– *Caracteristicile solului cu exces de umiditate*

Dintre procesele de solificare, prezintă interes pentru desecare cele de bioacumulare și podzolice și în special procesele de lăcoviștire și gleizare, înmlăștinare cu turbificare și gleizare, precum și unele combinații ale acestora.

Solurile cu exces de umiditate sunt în general foarte bogate în humus acid până la puternic, foarte puternic acid ($\text{pH} = 5,8-3,5$ m, orizontul $A_1 \cdot A$), astfel că o reacție a solului bogat în humus cuprinsă între limitele de mai sus evidențiază prezența excesului de apă.

Practic, pe teren, culoarea vineție, vineție-verzuie, uniformă sau cu pete, puncte albe de fosfat feros în orizontul de glei, concrețiuni fero-manganice brune sau negre-ruginii de hidroxizi de fier etc., în orizontul de tranziție, sunt consecința unei stagnări prelungite a apei în întregul strat de sol, sau numai până la un nivel oarecare.

Nivelul ridicat al apei freactice și dinamica acestuia, în special în perioada de vegetație, reprezintă un indiciu sigur al excesului de umiditate în sol.

4.3.1.2. Neajunsurile provocate de excesul de umiditate asupra plantelor, solului și populației

Datorită faptului că apa ocupă spațiile lacunare din sol, rădăcinile nu mai pot să procure oxigenul ne-

cesar activității vitale, se asfixiază și mor, procesele de aerație fiind înlocuite cu cele anaerobe.

Apa în exces are o influență negativă asupra solurilor, producând spălarea calciului și a humusului din orizonturile superioare, stricarea structurii glomerulare și impermeabilizarea solului. Mărirea considerabilă a coeziunii solurilor umezite în exces face ca acestea să opună o rezistență sporită utilajelor agricole și terasiere.

4.3.1.3. Cauzele excesului de umiditate

Cauzele care determină excesul de umiditate și înmlăștinarea solurilor se pot împărți în: *zonale*, *azonale* (locale) și *mixte*.

Cauzele zonale sunt: însușirile negative din punctul de vedere al permeabilității solului, dobândite de acesta în cursul perioadei de podzolire și a perioadei de înțelenire.

Cauzele locale sunt: condițiile locale geomorfologice, hidrologice, hidrogeologice și biologice, care permit acumularea apei și înmlăștinarea solului, precum și folosirea nerațională a terenurilor agricole.

Excesul de apă poate fi datorat apelor de suprafață, apelor freactice, precum și ambelor feluri de apă.

Excesul de apă din sol se poate manifesta fie prin umplerea spațiilor lacunare ale acestuia de către apa care pătrunde de la suprafață spre adâncime (înmlăștinarea prin ape de suprafață), fie prin umplerea spațiilor lacunare ale solului de către apa care se urcă de la adâncime înspre suprafață (înmlăștinarea prin ape de origine freatică), sau, în sfârșit, înmlăștinarea poate avea loc atât sub influența apei de suprafață cât și a apei freactice (înmlăștinarea prin ape din surse mixte).

– *În primul caz*, și anume acela al înmlăștinării prin ape care pătrund de la suprafață înspre adâncime, sursele de alimentare pot fi: precipitațiile atmosferice căzute direct pe teritoriul în cauză (ape de suprafață și de origine internă) și ape sosite pe teritoriul în cauză din afară (apă de suprafață de origine externă).

Precipitațiile căzute direct pe teritoriul respectiv pot provoca o stare de umiditate în exces, atunci când ele nu au posibilitatea de a se scurge în mod natural către un recipient oarecare. Scurgerea prea înceată, insuficientă, sau lipsa totală de scurgere a apei se datorește în primul rând relieful teritoriului, depresiunilor și pantelor prea mici ale acestuia.

Astfel se explică formarea podzolorilor de depresiune în zonele tipurilor de sol brun-roșcat de pădure.

Alte cauze care determină lipsa de scurgere a apelor rezultate din precipitațiile căzute pe un teritoriu sunt: prezența unui sol greu, cu capacitate mare de reținere a apei, care nu permite pătrunderea în adâncime a apelor rezultate din precipitații; existența unui covor de vegetație, care datorită desişului de tulpini și frunze

stânjenește scurgerea normală a apei; lucrările culturale executate de-a curmezișul terenurilor cu pantă mică și arăturile cu bulgări; lucrările de terasamente (căi ferate, drumuri etc.) lipsite de poduri suficiente sau rău amplasate, care reduc sau suprimă condițiile de scurgere naturală; nivelurile de apă ridicate în recipient, natural; apele provenite din sistemul de irigații existent în unitate sau de la amenajările piscicole locale și alte surse.

Apele de suprafață de origine externă (apele străine) pătrund în sol pe mai multe căi, și anume prin: scurgere de pe versanții învecinații; revărsarea naturală, la viituri, a cursului de apă învecinat; revărsarea datorită unor lucrări de retenție executate pe cursul de apă învecinat; infiltrații în maluri sau diguri; ieșirea la zi a apelor freatice externe sub formă de izvoare de coastă; ieșirea la zi a apelor subterane arteziene externe.

– În al doilea caz, acela al înmlăștinării prin ape ce urcă din subsol înspre suprafață, sursele de alimentare pot fi externe și interne.

Ridicarea nivelului pânzei de apă freatică în condițiile alimentării interne se datorește: lipsei de pantă de scurgere a stratului acvifer; natura impermeabilă a rocii-mamă; formării unui orizont impermeabil de orstein și de glei sub orizontul de podzol, a unui orizont de argilă compactă sau lăcoviște etc.; reținerii apei în sol de către materii organice nedescompuse; prezenței hardpanului din cauza efectuării arăturilor la aceeași adâncime; distrugerea structurii glomerulare, irigațiilor excesive și barajelor, cu ridicarea nivelurilor pe râuri.

Ridicarea nivelului pânzei de apă freatică poate avea loc și datorită alimentării externe a acesteia, și anume atunci când din cauza scurgerii insuficiente în adâncime a apelor freatice din bazinele învecinate, aceste ape pătrund freatic pe teritoriul destinat desecării.

4.3.1.4. Principalele tipuri de sol ce reclamă desecarea

Pentru lucrările de desecare interesează, pe de o parte, solurile cu exces de umiditate, iar pe de altă parte, solurile în diferite stadii de salinizare, care reclamă, pe lângă alte măsuri ameliorative, coborârea nivelului freatic la o anumită adâncime (în faza I de desalinizare).

a. *Soluri cu exces de umiditate.* În țara noastră există două categorii de soluri fitohidrogene (după C.I. Chiriță, *Pedologie generală*, 1955). Aceste soluri sunt:

Soluri din seria înmlăștinării parțiale sau periodice, categorie din care fac parte: soluri negre de fânață înmlăștinată; lăcoviștile; solurile de tranziție între lăcoviști și cernoziom; podzolurile de depresiune; podzolurile de fânață înmlăștinată; podzolurile turboase (scheleto-turboase).

Soluri din seria înmlăștinării totale, din care fac parte: solurile humico-turboase, gleizate; turbăriile la-

custre; turbăriile înalte.

În afară de solurile enumerate mai sus se întâlnesc și alte soluri cu umiditate în exces, așa-numitele soluri azonale, care se formează în condiții hidrogeologice și geomorfologice locale. Dintre acestea, reprezintă un interes deosebit solurile aluviale ale luncilor inundabile.

Regimul hidrologic al râului influențează în mod direct asupra procesului de solificare.

Aluviunile depuse de apele revărsate împart lunca în mai multe zone (fig. 4.51):

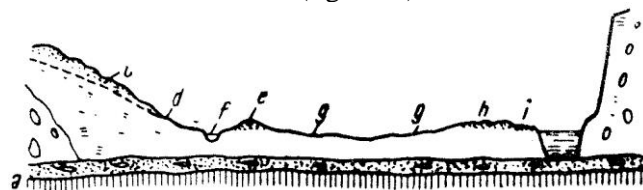


Fig. 4.51. Secțiune transversală prin lunca unui curs de apă: a – roca de bază; b – nisipuri aluviale; c – nivelul stratului acvifer; d – izvoare; e – grind de sub terasa secundară; f – gârta marginală de sub terasă; g – lunca centrală; h – grindul de mal; i – plaja (lunca de lângă albă).

– lunca de lângă albă, lunca centrală, lunca marginală.

În funcție de gradul de împădurire al bazinului de colectare al râului, lunca centrală poate apărea sub formă de *luncă granulară*, în cazul unui bazin hidrografic împădurit sau regularizat, care având o structură bună nu se înmlăștinează, sau *luncă stratificată*, în cazul unui bazin hidrografic neîmpădurit și neregularizat, caracterizată prin alternările de straturi de aluviuni nestructurate, despărțite prin straturi intermediare de natură organică (țelină înămolită), pe care procesul de înțelenire iese rareori din stadiul ierburilor cu rizomi.

Lunca de lângă terasă, datorită zonei depresionare, a afluxului de apă de pe versanți, a unei părți din apa de inundație ce nu se mai poate retrage și a apariției la zi a apei freatice de sub versant, duce la formarea „gârlei de sub terasă” f, care în urma proceselor aneroebe predominante se transformă cu timpul în „mlaștină de sub terasă”, „mlaștină cu anin” sau „mlaștină de izvor”.

b) *Soluri în diferite stadii de salinizare.* Influența factorului apă în formarea și evoluția solului se evidențiază nu numai în procesele de înmlăștinare, ci și în procesele de formare a solurilor în diferite stadii de salinizare. Între cauzele sărăturării solului apare în primul rând compoziția rocii mamă, cauză care duce la formarea sărăturilor primare. Acestea nu au răspândire mare. La noi în țară se întâlnesc sub formă de insule în Câmpia Vestică, Câmpia Transilvaniei și în bazinul Jijiei. Mai important pentru țara noastră este procesul de salinizare secundară, în a cărui desfășurare un rol important îl are apa freatică.

Analizarea procesului de sărăturare secundară a solului și stabilirea măsurilor ameliorative reclamă cunoașterea unor constante pedo-climatice de bază, printre care:

– *Adâncimea critică a nivelului apei freatice mineralizate* (adâncime peste care soluțiile se ridică prin capilaritate, ajungând în orizonturile superioare și unde provoacă salinizarea).

Cu aproximație, în funcție de evaporație (influențată de temperatura medie anuală t°), adâncimea critică y are valoarea dată de relația:

$$y = 170 + 8t^\circ \pm 15 \text{ [cm]} \quad (4.58)$$

În medie, pentru țara noastră adâncimea critică este de 2-3 m.

După Al. Măianu (1964), adâncimea critică a apei freatice are valorile din tabelul 4.16.

– *Mineralizarea critică a apelor subterane* (valoarea concentrației sărurilor) peste care apa capilară ascendentă provoacă salinizarea orizonturilor superioare ale solului.

Pentru apele subterane, clorura sulfatică are valoarea medie 2-3 g/l, iar pentru apele alcaline sodice, 0,7-1 g/l.

– *Nivelul toxicității fiziologice a sărurilor* (nivelul concentrației sărurilor la care acestea devin nocive plantelor).

La un conținut de săruri mediu de 0,4-0,8% producția scade; la 1,5% în orizontul arabil, cele mai multe culturi produc puțin sau deloc.

Cauzele care produc salinizarea secundară sunt:

ridicarea nivelului freatic peste adâncimea critică, înlesnită de o evaporare puternică a apei din sol; colectarea pe terenul în cauză sau în apropiere a apelor freatice de pe terenurile înalte, ape ce pot fi încărcate cu săruri solubile; ridicarea nivelului apei din râuri, provocată de îndiguiri, baraje, viituri etc.; pierderile de apă prin infiltrații din rețeaua de irigații; exploatarea nerațională a sistemelor de irigații; nivelarea defectuoasă a terenului; extinderea prin amenajări neraționale a culturii orezului fără măsuri speciale (rețea de evacuare, amendamente, rotația culturii etc.); ameliorarea luncilor îndiguite prin lucrări parțiale sau prin aplicarea de soluții fără studii de durată corespunzătoare.

Salinizarea solului, constând în acumularea pe întreg profilul sau pe o parte din profilul său a sărurilor solubile (CaCl_2 , NaCl , MgCl_2 , Na_2SO_4 , Na_2CO_3 , KCl , NaCO_3 , MgCO_3), în cantități mai mari decât cerințele plantelor cultivate, duce la ridicarea presiunii osmotice a soluției solului la valori superioare forței de sucțiune a rădăcinilor plantelor, care se ofilesc și mor.

Soluția solului în prezența anumitor săruri (Na_2CO_3 , NaCl , MgCl_2 , KCl etc.) devine nocivă pentru plantele cultivate.

În solurile de degradare alcalină (solonețuri, solodii) are loc o dispersare puternică a argilei și a humusului, datorită ionilor de Na^+ adsorbiți în cantități prea mari de complexul adsorbativ, ceea ce provoacă o îndesare a solului, înnoirea lui în perioade ploioase, uscarea și crăparea puternică în timpul secetelor prelungite.

Tabelul 4.16. Adâncimea critică a apei freatice în Câmpia Română (în m)

Textura	Gradul de mineralizare a apelor freatice (g/l)	Natură salinizării solului															
		Zona de pădure				Zona de silvostepă				Zona de stepă				Zona de stepă (v. Călmățuiului, în jurul lacurilor sărate, delta maritimă)			
		bicar-bona-tică	mixtă	cloru-ro-sulfa-tică	media	bicar-bona-tică	mixtă	cloru-ro-sulfa-tică	media	bicar-bona-tică	mixtă	cloru-ro-sulfa-tică	media	bicar-bona-tică	mixtă	cloru-ro-sulfa-tică	media
Grosieră	1,2-2,1	1,3	1,1	0,8	1,1	1,7	1,5	1,2	1,5	–	2,1	1,8	1,9	–	2,4	2,1	2,2
	2,1-6,0	–	–	–	–	2,0	1,6	1,5	1,7	–	2,5	2,3	2,4	–	2,7	3,0	2,9
	6,0-4,5	–	–	–	–	–	1,8	1,6	1,7	–	3,0	2,7	2,9	–	3,2	3,0	3,1
	media	1,3	1,1	0,8	1,1	1,8	1,6	1,4	1,6	–	2,5	2,3	2,4	–	2,8	2,7	2,7
Mijlocie	1,2-2,1	1,5	1,3	1,0	1,3	1,9	1,6	1,4	1,6	–	2,4	2,0	2,2	–	3,0	2,7	2,9
	2,1-6,0	–	–	–	–	2,2	1,8	1,6	1,9	2,5	3,0	2,8	2,8	–	3,5	3,3	3,4
	6,0-4,5	–	–	–	–	–	2,1	1,8	1,9	2,7	3,6	3,3	3,2	–	3,8	3,6	3,7
	media	1,5	1,3	1,0	1,3	2,0	1,8	1,6	1,8	2,6	3,0	2,7	2,8	–	3,4	3,2	3,3
Fină	1,2-2,1	1,6	1,5	1,2	1,4	2,2	1,8	1,6	1,4	–	3,1	2,8	3,0	–	3,6	3,2	3,4
	2,1-6,0	–	–	–	–	2,5	2,4	1,8	2,1	2,8	3,6	3,3	3,4	–	4,0	3,7	3,8
	6,0-4,5	–	–	–	–	–	2,1	2,1	2,3	3,2	4,0	3,7	3,6	–	4,3	4,0	4,2
	media	1,6	1,5	1,2	1,4	2,3	2,1	1,8	2,1	3,0	3,6	3,3	3,3	–	4,0	3,6	3,8

Al. Măianu, cercetând condițiile de salinizare și evoluția solului prin procese de salinizare secundară, stabilește criteriile de identificare a terenurilor cu condiții de salinitate, împărțindu-le în trei categorii:

– *Condiții de salinizare potențială a solului.*

Acestea sunt caracteristice terenurilor din zonele de stepă sau silvostepă, cu relief depresionar și drenaj defectuos, având pante sub 0,003, pe care există un aflux de ape din zonele vecine. Apa freatică este mineralizată (reziduul mineral > 2 g/l) și se găsește sub nivelul critic (de circa 3 m). Aceste soluri nu prezintă acumulări de săruri pe profil în condiții naturale, având fertilitate ridicată, însă irigarea sau îndiguirea lor nerațională provoacă salinizarea secundară.

– *Condiții de salinitate actuală secundară.* Pe terenurile cu aceleași caracteristici ca mai sus, datorită irigației necorespunzătoare, apele freatice s-au ridicat peste nivelul critic, generând o salinizare de origine secundară (reziduul mineral pe profilul solului depășește 0,2%).

– *Condiții de salinitate actuală primară,* caracterizează terenurile ocupate cu soluri în diferite stadii de salinizare primară.

Zonele din România cu diferite condiții de salinitate sunt redată în figura 4.52. (N. Florea).

Solurile situate în diferite stadii de salinizare pot fi identificate prin aspectul fizic exterior și vegetația pe care o poartă. Astfel, aceste soluri sunt foarte greu permeabile pentru apă, în perioadele ploioase apa bălțind la suprafață, iar în perioadele secetoase sărurile depunându-se la suprafață sub forma unei cruste de culoare deschisă (alb-gălbui-cenușiu). Vegetația care se

dezvoltă în aceste zone este formată din *Sueda maritima*, *Camforosma ovata*, *Salsola soda* etc.

Au existat încercări de a grupa solurile după caracteristicile lor ameliorative. Astfel, ing. Gh. Sandu (în revista „Hidrotehnica, Gospodărirea apelor și Meteorologie”, 9/1964) dă criteriile de clasificare a solurilor cu exces de umiditate și caracteristicile ameliorative ale acestor soluri.

4.3.2. PROBLEMA REGLĂRII REGIMULUI DE APĂ DIN SOL

Pentru a înlătura neajunsurile create de un regim al apei necorespunzător într-o zonă oarecare (exces de apă sau mineralizare) trebuie amenajate lucrări pentru colectarea și evacuarea apelor de suprafață și coborârea nivelului apei freatice la o valoare optimă pentru obiectivul urmărit (norma de desecare și norma critică de nesalinizare).

4.3.2.1. Norma de desecare

Desfășurarea normală a procesului vital al respirației sistemului radicular și al descompunerii substanțelor organice este asigurată dacă aerul din stratul activ al solului umple: pentru ierburi 15-20% din spațiul lacunar al solului; pentru cereale, 20-30% din spațiul lacunar al solului; pentru rădăcinoase 30-40% din spațiul lacunar al solului și dacă în decurs de 7-8 zile are loc o reînnoire a acestui întreg volum de aer.

Deoarece în multe soluri apa se găsește în exces, astfel că strică raportul necesar dintre umiditatea și

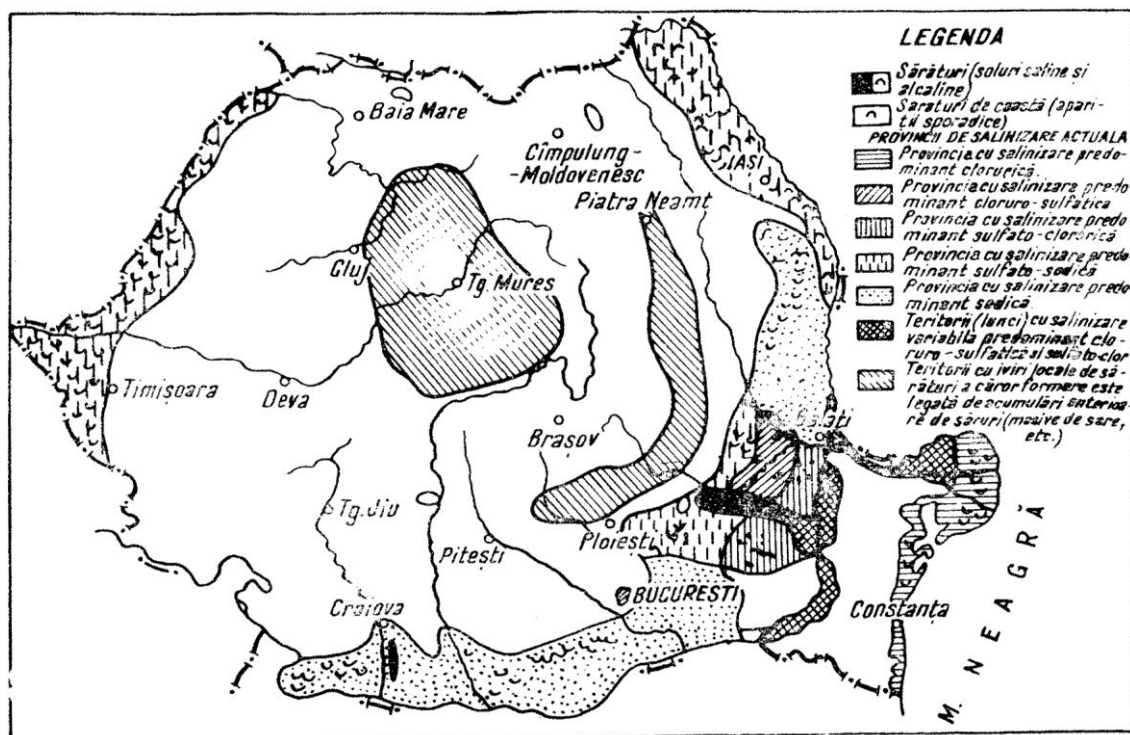


Fig. 4.52.
Răspândirea
sărăturilor în
România

aerul conținute în stratul activ de sol – *regimul natural de apă și aer* – sunt necesare lucrări de ameliorații prin desecare, care au rolul de a regulariza regimul apei și odată cu acesta regimul de aer, de nutriție și de căldură din sol, potrivit cu cerințele plantelor de cultură, care variază atât de la o pantă la alta, cât și în cursul perioadei lor de vegetație.

În cazul când umiditatea în exces se datorește apelor freatice, exigențele plantelor față de regimul de apă și aer din sol se exprimă cu ajutorul *normelor de desecare*, care reprezintă adâncimea la care trebuie menținută apa freatică pe teritoriul desecat, atât în timpul cât și în afara perioadei de vegetație, pentru a asigura condiții de creștere optime unei anumite culturi. Norma de desecare trebuie astfel aleasă, încât să asigure pe de o parte, în stratul radicular, reînnoirea oxigenului liber, necesar proceselor vitale de respirație și nutriție, iar pe de altă parte să permită plantei de a absorbi apa necesară din sol, fără a-și mări presiunea osmotică.

Consumul de apă al plantelor E poate fi satisfăcut cu apă din sol, în cazul așezării apropiate a apelor freatice în condiția:

$$E = K + (P - S) + \Delta W \quad (4.59)$$

în care :

K – este consumul de apă freatică ridicată capilar în straturile superioare;

$P - S$ – precipitațiile atmosferice pătrunse în sol, mai puțin scurgerile;

ΔW – rezervele interioare de umiditate din stratul de sol H .

În solurile cu structură bună și cele nisipoase (fig. 4.53), în care ascensiunea capilară a apei este redusă, se pot admite niveluri mai ridicate ale apei freatice și, prin urmare, norme de desecare mai mici, în comparație cu solurile lipsite de structură și cele argiloase, deoarece această structură asigură solului o aerare suficientă, chiar dacă stratul de sol activ este mai subțire.

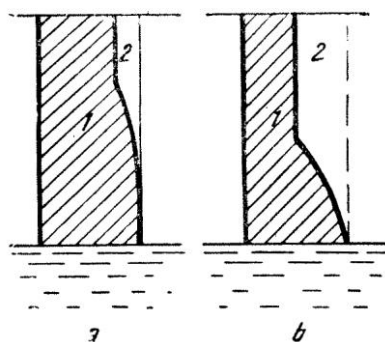


Fig. 4.53. Schema raportului apă/aer, în cazul aceleiași norme de desecare, la: a – sol fără structură; b – sol cu structură; 1 – apă; 2 – aer.

Din analiza factorilor care determină adâncimea necesară a apei

freatice, adică a normelor de desecare, rezultă că una și aceeași plantă cere în cursul perioadei sale de vegetație norme de desecare diferite. Deoarece nivelurile apelor freatice variază la rândul lor în timp, din cauza condițiilor climatice de care depind, reiese clar că trebuie procedat continuu la reglarea nivelurilor apei freatice, potrivit cu cerințele plantelor. ceea ce se realizează prin manevrarea vanelor instalate în sistemul de desecare.

În tabelul 4.17 sunt indicate orientativ datele unor institute de cercetări asupra unor norme de desecare.

N.V. Konev arată că cea mai favorabilă normă de desecare pentru culturile de cereale variază după cum urmează: în perioada dinaintea semănatului, 40-50 cm; în perioada de vegetație, 70-90 cm. Grâul și secara de toamnă cer norme de desecare mai mari, iar ovăzul mai mici.

Acad. A.N. Kosteakov consideră că primăvara, în vederea începerii lucrărilor agricole, este necesar să se coboare pe terenurile desecate nivelul apei freatice cu 30-50 cm, la solurile cu o capacitate de apă mică (nisipo-lutoase, luto-nisipoase) și 50-60 cm, la solurile cu o capacitate de apă mai mare (argile, turbă descompusă). Tot după același autor, inundația culturilor agricole în perioada de vegetație nu trebuie să depășească 0,3-0,5 zile pentru cereale, 0,20-0,25 zile pentru culturile de legume, 0,75-0,80 pășuni și 1,0-1,5 zile pentru fânețe.

Recolta de grâu y variază după durata de inundare T în zile, astfel:

$$y = (10 - T)^2 \quad (4.60)$$

deci după o inundație de o zi, recolta de grâu scade cu aproximativ 20%.

Tot după A.N. Kosteakov, grâul de toamnă suportă mai bine inundația de primăvară, dar după o inundație de 7-10 zile pierie și el. Diferitele specii de ierburi de luncă suportă o inundație de primăvară de 5-30 zile, după care pier.

În tabelul 4.18 sunt prezentate datele centralizate privind reducerea producției în funcție de timpul de inundare (Salamin – Ungaria).

Tabelul 4.17. Normele de desecare la unele culturi (cm)

Culturi	Institutul gospodăriei mlaștinilor din Bielorusia			Institutul de Cercetări Științifice pentru hidrotehnică și ameliorații (Leningrad)	
	Media în perioada de vegetație	La începutul lucrărilor	La începutul semănatului	Media în perioada de vegetație	În perioada de primăvară înainte de semănat
Ierburi	50-65	30-40	50	50-60	30-40
Pășuni	65-80	30-40	60	60-70	40-50
Cereale	70-90	40-45	60	70-80	30-40
Plante industriale	80-100	45-50	70	80-100	60-70
Legume	80-100	45-50	70	70-80	50-70

Tabelul 4.18. Pierderile de recoltă (procente) la principalele culturi agricole, în funcție de timpul de inundație (în zile)

Luna	decembrie	ianuarie	februarie	martie	aprilie	mai	iunie	iulie	august	septembrie	octombrie	noiembrie
Nr. zilelor de inundație	3 7 11 15	3 7 11 15	3 7 11 15	3 7 11 15	3 7 11 15	3 7 11 15	3 7 11 15	3 7 11 15	3 7 11 15	3 7 11 15	3 7 11 15	3 7 11 15
Plante de furaj perene	– – 5 10	– – 5 10	– – 5 10	– 10 20 30	10 25 40 60	10 30 50 100	10 40 70 100	10 40 70 100	10 30 50 80	10 30 50 80	– 10 20 30	– – 50 100
Pășune	– – – –	– – – –	– – – –	– – – 10	– 10 20 30	– 15 30 50	– 20 30 50	– 20 30 50	– 10 20 30	– – – 10	– – – –	– – – –
Fâneță	– – – –	– – – –	– – – –	– – – 10	– 10 20 30	– 15 30 50	– 20 30 50	– 20 30 50	– 10 20 30	– – – 10	– – – –	– – – –
Sfeclă de zahăr pentru furaj	– – – –	– – – –	– – – –	10 50 100 100	10 50 90 100	10 50 90 100	10 40 90 100	10 40 90 100	10 40 90 100	10 40 90 100	– 10 30 50	– – – –
Cartofi	– – – –	– – – –	– – – –	30 80 100 100	30 80 100 100	40 90 100 100	50 100 100 100	50 100 100 100	30 100 100 100	20 40 60 80	– – – –	– – – –
Floarea soarelui	– – – –	– – – –	– – – –	– – – –	10 20 40 80	10 30 60 100	10 40 80 100	10 40 60 80	– 10 30 50	– – – –	– – – –	– – – –
Câneapă	– – – –	– – – –	– – – –	– – – –	20 40 60 100	20 50 75 100	10 40 60 80	10 30 50 70	– – 10 20	– – – –	– – – –	– – – –
Cereale de toamnă	– 5 10 20	– 5 10 15	– 5 10 20	5 15 30 50	10 25 40 70	20 40 70 100	20 50 80 100	– – 10 20	– – – –	– – – –	– 4 10 20	– 5 10 20
Cereale de primăvară	– – – –	– – – –	– – – –	10 80 40 100	15 40 75 100	15 50 75 100	30 50 75 100	– – 10 20	– – – –	– – – –	– – – –	– – – –
Porumb	– – – –	– – – –	– – – –	– – – –	20 80 100 100	10 50 80 100	10 40 75 100	– 10 50 80	– 10 40 60	– 10 20 30	– – 10 20	– – – –

Timpul admisibil de inundare a format obiectul unor cercetări și discuții ample (Congresul al III-lea Internațional San-Francisco, 1957 – C.I.I.D.).

4.3.2.2. Norma critică de nesalinizare

În cazul lucrărilor de ameliorare a sărăturilor, drenajul nu trebuie să aibă ca scop izolarea stratului radicular al solului de apa freatică.

Solurile salinizate secundar trebuie să rămână de tip hidromorf, bineînțeles în condițiile apelor freactice demineralizate și a existenței sistemului de drenaj, care permite descărcarea permanentă a apelor de irigație automineralizate.

Pentru atingerea acestor obiective, Kovda (1957) recomandă ca în luncile îndiguite, adâncimea apei freactice să fie menținută la 1,7-2,0 m.

Menținerea nivelului apei freactice sub adâncimea critică este necesară numai în cazul când după ameliorarea solului terenul ar fi folosit în condiții de agricultură neirigată.

Această situație este însă nerecomandabilă, deoarece pe terenurile amenajate pentru ameliorarea sărăturilor trebuie să se practice o agricultură irigată, numai în aceste condiții putând să se ia măsuri de prevenire a salinizării solului.

În acest sens, trebuie combătută și opinia mai veche că drenajul trebuie să rupă legătura dintre stratul de sol activ și nivelul apelor freactice (alimentarea freatică-subterană), ceea ce ar duce la o rețea de desecare exagerat de dezvoltată atât în adâncime cât și de suprafață.

4.3.3. INFLUENȚA DESECĂRII ASUPRA SOLULUI, PLANTELOR ȘI CONDIȚIILOR DE VIAȚĂ

Desecarea are o influență puternică, directă și complexă asupra unora din însușirile solului și plantelor, ducând la transformări radicale ale acestora.

4.3.3.1. Influența desecării asupra solului

Scopul principal al desecării constă în intensificarea aerării solului, prin eliminarea apei în exces din spațiile lacunare ale acestuia și menținerea unei structuri glomerulare.

– *Influența desecării asupra conținutului de aer din sol.*

Între volumul de aer din sol λ și umiditatea acestuia W , în funcție de porozitatea solului, se poate scrie relația:

$$\lambda = P - \gamma_v \cdot W$$

Reducând prin desecare umiditatea solului de la W la W_0 , conținutul de aer din sol crește cu $\gamma_v (W - W_0)$, în procente din volum.

Ținând cont de relația de inversă proporționalitate dintre greutatea volumetrică γ_v și porozitatea solului P reprezentată în figura 4.54, se poate trage concluzia că, pentru a ridica gradul de aerisire a două soluri, unul greu și altul ușor, va trebui să se aplice solului greu o desecare mai intensă decât solului ușor.

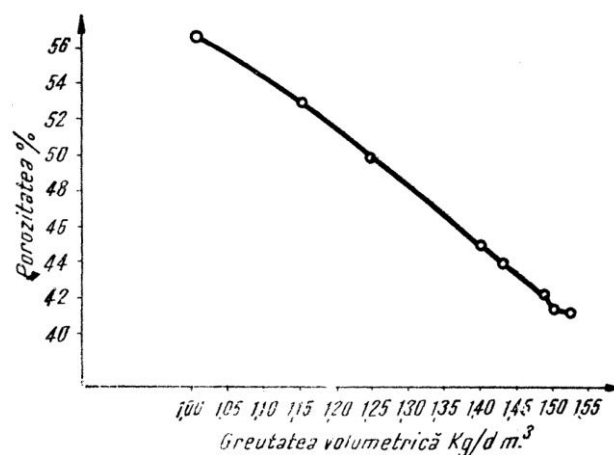


Fig. 4.54. Relații între porozitate și greutatea volumetrică a solului

Pe de altă parte, datorită faptului că solurile cu capacitate pentru apă și hidroscopicitate mare cedează mai puțină apă plantelor, rezultă că din solurile grele va trebui îndepărtată mai puțină apă decât din cele ușoare.

În cazul când apa freatică se găsește la o adâncime prea mică, nivelul ei trebuie coborât, pentru a împiedica umezirea în exces a straturilor superioare ale solului prin capilaritate.

Înălțimea maximă de ridicare a apei H prin capilaritate, la 10°C, într-un sol ale cărui particule au diametrul efectiv d cm, se poate afla cu relația 4.61:

$$H = \frac{0,45}{\rho d} = \frac{0,45S}{\rho} \quad [\text{cm}] \quad (4.61)$$

în care:

$$\rho = \frac{A}{1 - A} \quad \text{— este coeficientul de porozitate al solului;}$$

A – capacitatea pentru apă a solului;

S – suprafața specifică a particulelor de sol.

– *Influența desecării asupra regimului termic al solului.*

Regimul termic al solului variază, între altele, și în funcție de umiditatea acestuia. În solurile umede, capacitatea de absorbție a energiei radiațiilor solare (capacitatea de încălzire a solului) este mai mică decât în cele desecate.

În figura 4.55 este arătată variația temperaturii T_c (°C) unui sol, în funcție de umiditatea U (%) acestuia și de căldura specifică (curba de sus este dată pentru un sol cu căldură specifică de 0,20, iar curba de jos pentru un sol cu căldură specifică de 0,25; A.N. Kosteakov, 1951).

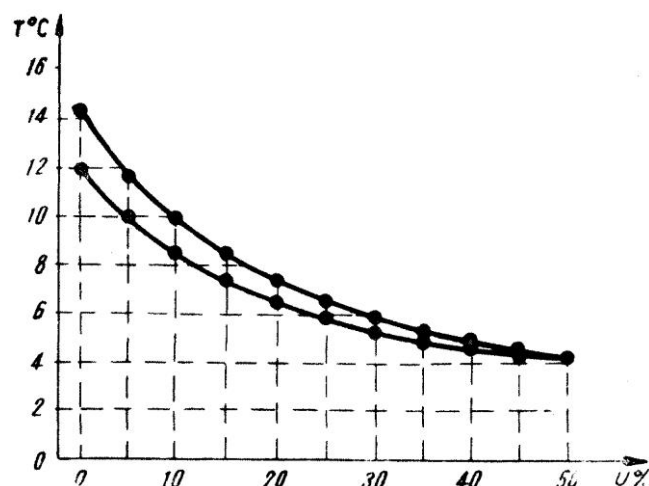


Fig. 4.55. Schema variației temperaturii unui sol cu gradul de umectare: U – umiditatea solului, în procente; T – temperatura solului, în grade.

Deoarece umiditatea normală a solurilor ușoare este de circa 10% din greutatea solului uscat, iar a solurilor grele de circa 24%, rezultă că pentru a ridica la același nivel temperatura acestor două soluri cu umiditate normală, este necesară o cantitate mai mare de căldură pentru solurile grele, astfel că pe acestea va fi nevoie de intervenit cu o desecare mai intensă decât pe solurile ușoare.

O altă proprietate a solului asupra căreia se răsfânge desecarea este *conductibilitatea sa termică*. Conductibilitatea termică a particulelor de sol este de 0,0004-0,005, a apei de 0,0014 și a aerului de 0,00005. Această proprietate influențează asupra încălzirii solului desecat, și anume: mărind cantitatea și dimensiunile spațiilor de aer dintre particulele de sol, desecarea micșorează conductibilitatea căldurii în sol. Transmiterea căldurii făcându-se mai încet, stratul arabil de la suprafața solului se încălzește mai repede și mai puternic.

Solurile desecate sunt mai calde primăvara decât cele cu umiditate în exces, după unii autori cu aproximativ 7°C, iar în perioada de vegetație cu 1,5-7°C, în funcție de starea timpului din cursul zilei.

– *Influența desecării asupra structurii solului.*

Desecarea îmbunătățește simțitor structura solului și prin aceasta determină micșorarea conținutului de apă din sol, precum și ridicarea temperaturii acestuia.

Solul, cu o structură glomerulară stabilă, prezintă față de un sol nestructurat de aceeași textură o serie de însușiri pozitive, rezultate din îmbunătățirea porozității care este cea mai importantă urmare a desecării, prin trecerea și modul de valorificare al precipitațiilor.

Datorită înmagazinării apei de precipitații, solurile desecate au pe timp secetos o umiditate mai mare, iar pe timp ploios mai mică decât solurile nedesecate (tab. 4.19, St. Ladoga).

Tabelul 4.19. Variația umidității solului în epoci secetoase și umede pe câmpuri nedesecate și desecate

Epoci	Umiditatea solului %		
	Fără desecare	Cu desecare	
		La adâncimea de 0,6 m	La adâncimea de 1 m
Secetoase	6,8	13,7	16,6
Umede	19,0	17,3	17,3

– *Influența desecării asupra proceselor microbiologice din sol.*

Datorită desecării, procesele anaerobe care, în condițiile apei în exces, dominau în sol, sunt înlocuite cu procese aerobe. Acumularea de substanțe organice moarte nedescompuse și de oxizi vătămători pentru plante încetează și este înlocuită de procesul de descompunere totală a substanței organice, întovărașit de îmbogățirea solului cu substanțe nutritive libere și ușor asimilabile pentru plante.

– *Influența desecării asupra capacității portante a solurilor.*

Pe terenurile noi luate în exploatare agricolă și stuficolă (lunci și deltă), problema creșterii capacității portante a solului este de prim ordin în mecanizarea lucrărilor.

Prin micșorarea coeziunii solurilor argiloase, consumul de energie necesar pentru lucrările solului se reduce la 20-25%.

4.3.3.2. Influența desecării asupra creșterii plantelor

Nivelul ridicat al apei freactice împiedică dezvoltarea normală a rădăcinilor și pătrunderea lor în adâncime. Pe vreme de secetă, când nivelul apei freactice coboară brusc, plantele care înainte sufereau de pe urma excesului de apă încep să sufere din lipsă de apă și sunt amenințate cu pieirea, dacă nu intervine o ploaie sau dacă nu se aplică o udare artificială. Desecarea unor astfel de terenuri coboară de la început nivelul apei freactice până la adâncimea indicată; rădăcinile plantelor găsesc condițiile necesare pentru a se dezvolta normal și a coborî mai adânc din primăvară.

Vara, rădăcinile care au depășit stratul de sol cald la suprafață pătrund în straturile mai adânci, cu o temperatură moderată, ceea ce asigură plantelor condițiile necesare pentru o dezvoltare normală, o coacere deplină și obținerea de recolte bogate.

Condițiile de creștere a plantelor se îmbunătățesc simțitor, dacă lucrările de desecare sunt coordonate cu măsuri agrotehnice corespunzătoare.

O influență de asemenea deosebit de importantă, pe care o exercită desecarea, este și aceea care privește îmbunătățirea condițiilor igienico-sanitare ale regiunii

(dispar focarele de malarie, izvoarele de degajare a gazelor toxice).

4.3.3.3. Influența desecării asupra desalinizării solului

În amenajările pentru desalinizarea solului, drenajului îi revine rolul de a evacua apa de spălare și a îndulci treptat apa freatică până la un conținut de săruri mai mic decât mineralizarea critică, pentru ca în perioada de exploatare a sistemului, apa să poată fi folosită în scopul irigației (subteran sau la suprafață), în același timp obținându-se și o desalinizare importantă a sub-solului. Aceasta presupune atât existența posibilității de a iriga teritoriul respectiv, cât și a unei rețele de desecare-drenaj.

4.3.4. STUDIUL ȘI REPREZENTAREA SINTETICĂ A ZONEI DE DESECAT

Elementele indispensabile întocmirii unui proiect de desecare, ca: studii topografice, geologice, hidrogeologice, climatice, agro-economice și pedologice etc. sunt numeroase și variază de la o unitate la alta sau chiar în interiorul unității luate în studiu. Marea diversitate a acestor elemente îngreuează precizarea sau definirea exactă a unor fenomene sau a unor relații analitice.

Pentru ușurința studiului este recomandabil ca înainte de orice altă operație necesară emiterii proiectului, să se întocmească, pe baza datelor culese și a planului de situație, anumite reprezentări sintetice, care per-

mit să se dea un înțeles determinant unor expresii nedefinite și folosite în sens general.

Dacă pentru elementele geologice, hidrogeologice, hidrologice, climatice și agro-economice există, pe lângă metodele grafice, și metode statistice, cu ajutorul cărora se pot trage concluzii care duc la generalizarea și definitivarea anumitor elemente, pentru elementele topometrice *metoda reprezentării sintetice* rămâne cea mai indicată, precisă și ușor de realizat.

Pentru a reprezenta în ce mod este împărțită suprafața desecabilă S după altitudini, se face diagrama ipsografică (diagrama curbilor de nivel), figura 4.56 (Fornari V.).

Dacă se aleg două axe: ordonata pentru altitudini și abscisa pentru suprafețe – parțiale S_p și totale S , precum și pentru lungimi parțiale L_p și totale L , începând de la punctul A al celei mai mari altitudini și descrescând succesiv până la cea mai mică altitudine, se obțin ca abscise valorile măsurilor corespunzătoare suprafețelor S_r până când pe axa abscisei se obține, pentru cota cea mai joasă a unității, măsura totală a ariei S .

Curba ipsografică totală a suprafeței este linia continuă care unește toate punctele de intersecție ale cotei cu suprafața corespunzătoare ei 1.

Diagrama ipsografică este suprafața cuprinsă între curba ipsografică și cele două axe de coordonate.

Diferența S_p dintre abscisele S_r și S_{r+1} , corespunzătoare ordonatelor a_r și a_{r+1} , reprezintă în proiecție orizontală suprafața parțială a unității, cuprinsă între cele două curbe de nivel ale cotelor corespunzătoare a_r și a_{r+1} .

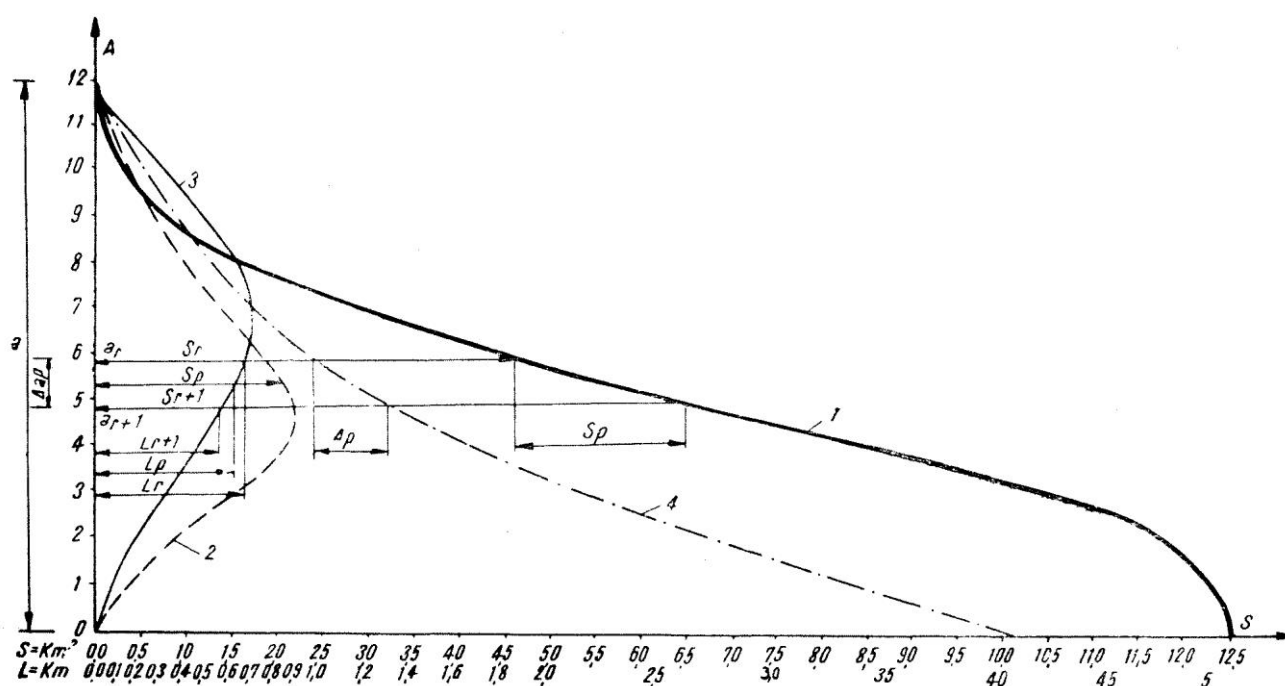


Fig. 4.56. Reprezentarea sintetică a unei unități ameliorative: 1 – curba ipsografică totală; 2 – curba ipsografică parțială; 3 – curba lăților ipsografice; 4 – profilul de ansamblu al unității.

Raportând măsurile acestor suprafețe parțiale pe abscisele mijlocii între cele două succesive S_r și S_{r+1} și unind extremele, se obține curba ipsografică parțială, sau curba distribuirii ipsografice a suprafețelor 2.

Dacă în loc de suprafață se raportează pe ordonată, la fiecare altitudine, abscisa egală cu mărimea lungimii curbei de nivel corespunzătoare și se unesc extremele absciselor astfel raportate, se obține curba lățimilor ipsografice sau curba lățimilor orizontale ale bazinului la diferite altitudini 3.

Dacă din cauza neregularității terenului curbele de nivel egal sunt întrerupte, măsurile raportate ca abscise trebuie să fie sumele lungimilor curbelor de nivel egal.

Dacă suprafața $S_p = S_{r+1} - S_r$, cuprinsă între două curbe de nivel succesive, ne-o imaginăm într-un trapez cu aceeași suprafață, având laturile paralele, respectiv egale cu lungimile L_r și L_{r+1} , lungimea medie L_p a acestei suprafețe va fi:

$$L_p = \frac{L_r + L_{r+1}}{2} \quad (4.62)$$

iar distanța medie:

$$\Delta_p = \frac{S_p}{L_p} \quad (4.63)$$

Notând diferența de nivel dintre cele două curbe cu $\Delta_{ap} = a_r - a_{r+1}$, se va obține panta medie i_p a suprafeței S_p conform relației $I = \frac{H}{L}$, egală cu:

$$i_p = \frac{\Delta_{ap}}{\Delta_p} = \frac{L_p \Delta_{ap}}{S_p} \quad (4.64)$$

Cu ajutorul acestor valori ale lui Δ_p , Δ_{ap} , i_p se poate construi un profil în figura 4.56, curba 4 care reprezintă profilul de ansamblu al bazinului, având ca lungimi parțiale Δ_p ; ca lungimi totale, $L = \sum \Delta_p$; ca altitudini parțiale, Δ_{ap} ; ca altitudini totale, $H = a = \sum \Delta_{ap} = \sum i_p \cdot \Delta_p$; ca pantă medie între două curbe de nivel succesive i_p și ca pantă medie a unității:

$$I = \frac{H}{L} = \frac{\sum i_p \cdot \Delta_p}{L} = \frac{a}{L}$$

Ca altitudine medie a unității se poate admite aceea baricentrică: $a_m = \frac{\sum S_p \cdot \Delta_p}{L}$, iar ca lățime medie a bazinului l_m se poate admite $l_m = \frac{S}{L}$.

Reprezentarea grafică a diferitelor elemente obținute în figura 4.56 caracterizează zona luată în studiu și permite de a stabili din punct de vedere orografic comparația dintre două unități. Aceste unități pot fi con-

siderate asemănătoare în cazul când există un paralelism între curbele respective sau un raport de asemănare între elementele care caracterizează aceste unități.

4.3.5. DETERMINAREA DEBITULUI DE EVACUARE

Determinarea debitului pe care trebuie să-l transporte rețeaua de colectare și evacuare constituie una din problemele fundamentale ale proiectării sistemului de desecare, acesta dimensionând sistemul.

În funcție de felul folosirii terenului trebuie stabilite perioadele critice pentru care se determină debitul de evacuare și timpul necesar evacuării.

Debitul de evacuare, funcție de care se dimensionează un sistem de desecare, cuprinde (fig. 4.57):

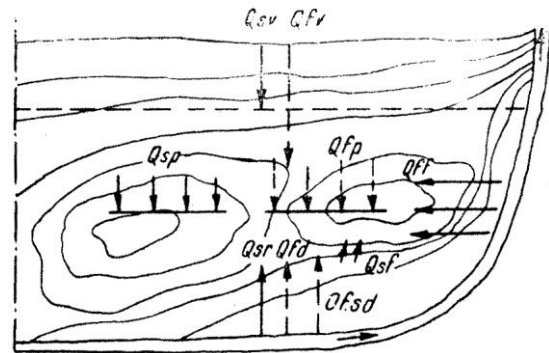


Fig. 4.57. Schema surselor care concurează la formarea debitelor de evacuare.

1. Debitul de evacuare provenit din scurgeri de la suprafață: de pe terenurile învecinate Q_{sv} ; locale (produse de precipitațiile locale) Q_{sp} ; de la diverse foloșințe (sisteme de irigații, amenajări piscicole etc.) Q_{sf} .
2. Debitul de evacuare provenit din scurgeri fre-atice: acelea care pătrund de pe terenurile învecinate Q_{fv} ; infiltrații atât prin diguri cât și pe sub diguri Q_{fd} , Q_{fsd} ; infiltrații de la diverse amenajări (orezării, acumulări etc.) Q_{ff} ; alimentate din precipitații atmosferice locale Q_{fp} .

4.3.5.1. Debitul de evacuare provenit din scurgeri de suprafață

a. Debitul de evacuare provenit din scurgeri de suprafață de pe terenurile învecinate Q_{sv} . În cadrul amenajărilor hidroameliorative, foarte des se întâlnesc situații când excesul de umiditate într-o anumită zonă este produs de inundarea acesteia, cu scurgerile superficiale de pe terenurile învecinate.

În practică se deosebesc două cazuri, în funcție de panta medie a zonelor învecinate: terenuri a căror pantă este relativ mică (10‰ max. – 40‰) și zone cu pante mari, peste 40‰. În primul caz, determinarea debitului de evacuare provenit de pe terenurile vecine

se efectuează în mod analog cu cel de pe suprafața interesată la desecare (întrucât pantele sunt relativ mici). În această situație, necesitatea canalului de centură va fi apreciată de proiectant, în funcție de condițiile tehnico-economice locale.

În al doilea caz, pantele mari ale zonelor învecinate impun amenajarea antierozională a versanților și separarea apelor „înalte” de cele din zona joasă, prin construirea unui canal de centură. Dimensionarea canalului de centură se va face în funcție de un debit de evacuare, determinat pe baza ploilor torențiale cu o anumită asigurare, ținând însă seama de efectul regularizator al lucrărilor antierozionale din zona înaltă.

În acest scop se poate folosi relația cunoscută (Sokolovski):

$$Q_{\max sv} = \frac{0,28 H_T \sigma S_b}{t} f \lambda \delta + Q' \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (4.65)$$

Întrucât unitatea desecată este apărată de eventualele inundații provocate de revărsarea apelor din canalul de centură, prin digul construit pe partea dinspre unitate a acestuia (fig. 4.58), se observă că albia formată între dig și versant are un efect regularizator asupra scurgerii, asemănător efectului produs de albia majoră a râurilor și care poate fi exprimată prin coeficientul: $\lambda = 1 - \frac{hS'}{V}$.

Pentru a nu ajunge la un volum de terasamente prea mare, secțiunea canalului se va dimensiona pe tronsoane de 1-3 km.

În acest scop, debitul maxim determinat pentru secțiunea aval Q_{\max} se raportează la lungimea canalului L , obținându-se debitul maxim specific $q_{\max sv}$:

$$q_{\max sv} = \frac{Q_{\max sv}}{L} \quad [\text{m}^3/\text{s km canal}]$$

cu ajutorul căruia se determină debitul care trebuie transportat de secțiunea canalului corespunzător fiecărui tronson (L_i):

$$Q_{calc} = q_{\max sv} L_i$$

b. *Determinarea debitului de evacuare provenit din scurgeri de suprafață generate de precipitații căzute pe unitatea studiată Q_{sp} .*

Evacuarea excesului de apă provenit din precipitațiile căzute pe suprafața interesată presupune dimensionarea elementelor sistemului de desecare pe baza unui debit de evacuare Q_e , funcție în principal de: ca-

racteristicile precipitațiilor critice $t_p \cdot h$, mărimea suprafeței desecabile S , timpul admisibil în care trebuie realizată evacuarea apei de pe un teren T și coeficientul scurgerii σ .

$$Q_e = \sigma \frac{h \cdot S}{T} \quad (4.66)$$

Practic, debitul de evacuare se poate determina folosind o serie de relații de calcul: relații bazate pe cercetări experimentale; relații ce au la bază asemănarea elementelor reprezentării sintetice a unității cercetate cu a unei unități amenajate, căreia i se cunoaște debitul de evacuare; relații obținute în urma studiului teoretic al scurgerii superficiale.

– *Determinarea debitului de evacuare cu ajutorul relațiilor bazate pe cercetări experimentale*

În faza studiilor preliminare, când se analizează soluțiile de amenajare, pot fi folosite informativ – pentru orientare – relații stabilite în anumite condiții, în baza observațiilor locale de lungă durată (de exemplu, relațiile date de A. Dubah, O.T. Mașkevici, Bocci ș.a.)

– *Determinarea debitului de evacuare cu ajutorul relațiilor bazate pe asemănarea unităților desecabile*

În cazul când între două unități – una desecată și cealaltă propusă pentru desecare – există o asemănare bazată pe reprezentarea sintetică orohidrografică, se pot folosi pentru determinarea debitului de evacuare Q_e formule bazate pe asemănarea unităților.

$$Q_e = Q_{ec} \sqrt{\frac{S_c \cdot I}{S \cdot I_c}} \quad (4.67)$$

în care:

Q_e, Q_{ec} – debitele de evacuare de pe unitatea desecabilă luată în studiu, respectiv de pe unitatea desecată (cunoscută);

S_c și I_c – suprafața și panta unității al cărui debit de evacuare este cunoscută;

S și I – suprafața și panta unității ce urmează a fi desecată.

Pornind de la formula generală a debitului de evacuare (4.66) pentru două unități similare din toate punctele de vedere (orografic, hidrografic, geologic etc.) în afară de σ, h, S , se poate stabili relația de forma:

$$Q_e = Q_{ec} \frac{\sigma \cdot h \cdot S \cdot T_c}{\sigma_c \cdot h_c \cdot S_c \cdot T} \quad (4.68)$$

Dificultatea aplicării acestei relații constă în greutatea stabilirii coeficienților scurgerii și în stabilirea exactă a timpului în care trebuie evacuată apa.

– *Determinarea debitului de evacuare pe baza studiului teoretic al scurgerii superficiale.*

Cu această problemă s-a

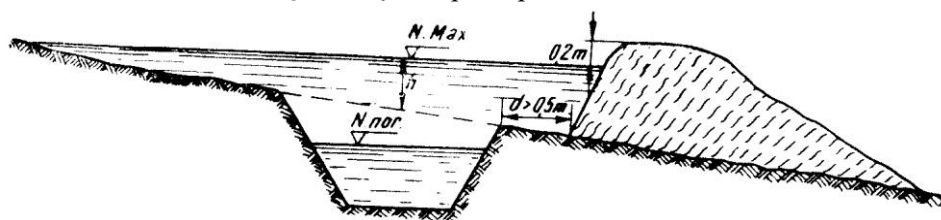


Fig. 4.58. Secțiune transversală prin canalul de centură.

ocupat o serie de specialiști ca: acad. A.N. Kosteakov, prof. D. Turazza, ing. V. Montanari, Puppini, Pasini, Ongaro, care au fundamentat și verificat principiile de determinare ale debitului de evacuare în funcție de cinematica scurgerii superficiale, luând în considerație și rolul regularizator al rețelei de canale.

Deoarece elementul generator al scurgerii îl constituie precipitațiile atmosferice, pentru a asigura o funcționare corectă a sistemului de desecare proiectat, va trebui acordată o atenție deosebită stabilirii caracteristicilor precipitațiilor ce se folosesc în calcul (proiectare).

Din totalul precipitațiilor căzute în intervalul de timp luat în studiu se vor extrage: valorile maxime căzute în 1-5 zile, în funcție de mărimea suprafeței desecabile (Ongaro, 1958, indică o zi pentru $S < 4.000$ ha).

Deoarece aceeași ploaie (ca înălțime și durată) căzută în diferite perioade ale anului formează scurgeri diferite ca valoare, pentru a putea compara efectul ploilor, acestea se reduc la o bază virtuală, obținându-se înălțimi virtuale reduse ale ploilor.

Înălțimea redusă a ploii h_{ri} se obține prin multiplicarea înălțimii reale h_i cu un coeficient de reducere lunar δ_i , a cărei valoare este dată de raportul dintre coeficientul scurgerii corespunzătoare lunii în care au căzut precipitațiile (σ_i) și coeficientul scurgerii lunar maxim pentru unitatea studiată (σ_{\max})

$$h_{ri} = \delta_i \cdot h_i = \frac{\sigma_i}{\sigma_{\max}} h_i \quad (4.69)$$

Reprezentând grafic cazurile critice, se obține o familie de curbe (fig. 4.59) a cărei ecuație are formula generală:

$$h = a \cdot t_p^n \quad (4.70)$$

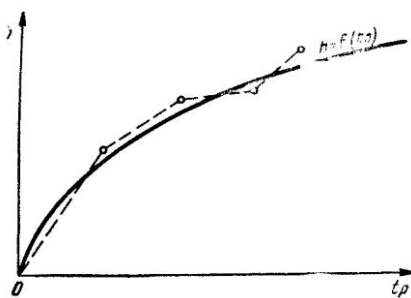


Fig. 4.59. Curba cazurilor critice ale ploilor reduse.

Valorile parametrilor a și n ai ecuației (4.70) se determină reprezentând cazurile critice în coordonate logaritmice, luându-se pe abscisă logaritmul timpului de cădere al ploii ($\log t_p$), iar pe ordonată logaritmul înălțimii stratului de precipitații ($\log h$) căzut în timpul t_p (fig. 4.60).

În felul acesta se obține pentru fiecare caz critic o dreaptă, a cărei ecuație este corespondenta logaritmă a relației 4.70 $\log h = \log a + n \log t_p$.

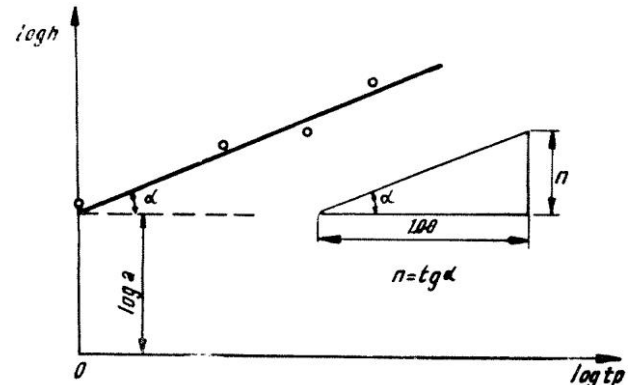


Fig. 4.60. Determinarea valorii parametrilor ecuației

$$h = a \cdot t_p^n$$

Pe reprezentarea obținută se pot determina grafic valorile $\log a$ și $n = \operatorname{tg} \alpha$ pentru fiecare caz critic în parte.

După cum se știe, între mărimea suprafeței pe care cade ploaia și intensitatea acesteia există un raport invers proporțional, astfel că pentru a reda variația înălțimii stratului de precipitații în timp pentru o suprafață S (km^2), se substituie relația $h = a \cdot t_p^n$, relativă la punctul în care se găsește stațiunea meteorologică, cu formula $h' = a' \cdot t_p'^n$, relativă la zona de suprafață S .

Valorile parametrilor a' și n' se obțin funcție de a , n și suprafața S , conform relațiilor propuse de Puppini:

$$a' = a \left[1 - 0,084 \frac{S}{100} + 0,007 \left(\frac{S}{100} \right)^2 \right] \quad (4.71)$$

$$n' = n + 0,014 \frac{S}{100} \quad (4.72)$$

Dacă stațiunea meteorologică existentă pe suprafața studiată dispune de observații făcute pe o perioadă limitată de N' ani, iar într-o zonă învecinată analoagă din punct de vedere climatic, există observații pe o perioadă suficient de lungă (N ani), se extind parametrii (a , n) curbelor cazurilor critice de la prima stațiune, funcție de cei obținuți pe baza observațiilor făcute la stațiunea învecinată.

Valoarea ploii de calcul se determină în funcție de parametrii a' , n' ai curbei cazului critic cu o anumită asigurare, impusă de natura folosinței și importanța amenajării.

În general, notând cu φ – frecvența ploii de calcul (%); θ – numărul de ordine al curbei cazului critic al ploii ce are frecvența φ ; N – numărul de ani cu observații pluviometrice prelucrate; frecvența fenomenului este dată de relația:

$$\varphi = \frac{(\theta - 1)100}{N} \quad (4.73)$$

de unde numărul de ordine al curbei cazului critic al ploii cu frecvența impusă de asigurarea cerută de ame-

najare este dat de relația:

$$\theta = \frac{\varphi N + 100}{100} \quad (4.74)$$

Stabilirea debitului de evacuare într-o serie de cazuri întâmpină greutăți din următoarele cauze: suprafețele desecabile sunt lipsite, în unele cazuri, de studii meteorologice de durată; în cazul unor suprafețe desecabile foarte întinse, stațiunile existente nu pot da informații exacte asupra felului cum sunt repartizate precipitațiile în spațiu; lipsa rețelei de pluviografe împiedică cunoașterea timpului real t în care a căzut ploaia.

Pentru a compensa aceste deficiențe, la proiectarea lucrărilor de desecare se iau în considerație precipitațiile maxime înregistrate în 24 de ore ale perioadei de timp critice, care poate fi: primăvara, vara sau toamna, în funcție de natura folosirii terenului.

În cazul când suprafața desecabilă este afectată centrelor populate, perioada critică va reprezenta acel timp din tot cursul anului când au loc viiturile maxime.

Dacă suprafața desecabilă este destinată pentru culturi agricole, perioada critică o poate forma, în funcție de natura acestor culturi, fie perioada viiturilor de primăvară, fie a celor de vară, sau a celor dinainte de semănat.

La stabilirea valorii intensității precipitațiilor cu o anumită asigurare ce intră în calculul *modulului de scurgere*, proiectantul va trebui să procedeze astfel ca avantajele obținute prin luare în considerație a viiturilor și ploilor celor mai mari, deci a modulului maxim, să întrecă cheltuielile suplimentare cauzate de dimensionarea mărită a rețelei de canale; se vor analiza comparativ:

Cazul dimensionării canalelor pentru intensitatea cea mai mare a precipitațiilor cu o anumită repetare în perioada examinată. În acest caz, avantajul constă în excluderea posibilității de inundare a terenurilor. Dezavantajul este însă acela că rețeaua de canale nu va funcționa cu această secțiune decât un timp foarte redus și că în rest canalele vor fi numai parțial umplute, ceea ce poate duce și la dezvoltarea unei bogate vegetații acvatice.

Cazul dimensionării canalelor pentru un debit mai mic decât cel maxim. Acesta prezintă avantajul unui cost mai redus al construirii și exploatarea rețelei de canale și dezavantajul posibilității de inundare a terenurilor vecine.

Pentru studiul dinamicii scurgerii s-a pornit de la ipoteza că ploaia care

dă naștere scurgerii maxime are o repartizare uniformă H , pe întreaga suprafață desecabilă. Cu ajutorul curbelor izohiete suprafața desecabilă se împarte într-o serie de suprafețe diferite ca mărime ($A_1 A_2 A_3 \dots A_n$) și cu diferite înălțimi ale stratului de precipitații ($H_1 H_2 H_3 \dots H_n$). Dacă se planimetrează suprafețele A_n și se face raportul între suma produselor ($A_n \times H_n$) și suprafața totală desecabilă A , se obține înălțimea medie a ploii H căzute pe întreaga suprafață:

$$H = \frac{\sum A_n \cdot H_n}{A} \quad (4.75)$$

Suprafața desecabilă se înscrie într-o formă geometrică (cazul cel mai simplu un triunghi), la ale cărei vârfuri se găsesc stațiunile meteorologice (în cazul triunghiului A, B și C) mai apropiate de unitate și care dispun de suficiente date pluviometrice.

Pentru fiecare stațiune se scot sub formă tabelară precipitațiile maxime căzute în perioada critică.

Corespunzător fiecărei date la care au căzut precipitații maxime într-o stațiune se va scoate de la celelalte două stațiuni valoarea precipitațiilor căzute tot în aceeași zi.

Pe baza datelor reunite într-un tabel se pot trasa prin interpolare curbele izohiete. Vor rezulta trei grafice, arătate în figura 4.61, care ilustrează un exemplu.

Pe cele trei grafice se va proceda la planimetria suprafețelor cuprinse între două curbe izohiete succesive, stabilindu-se mărimea lor, și se va afla pentru fiecare caz în parte valoarea ploii maxime H , cu răspândire uniformă pe toată suprafața desecabilă (conform relației 4.75); în proiectare se va lua în considerație H_{\max} .

Problema care se pune acum este de a trece de la

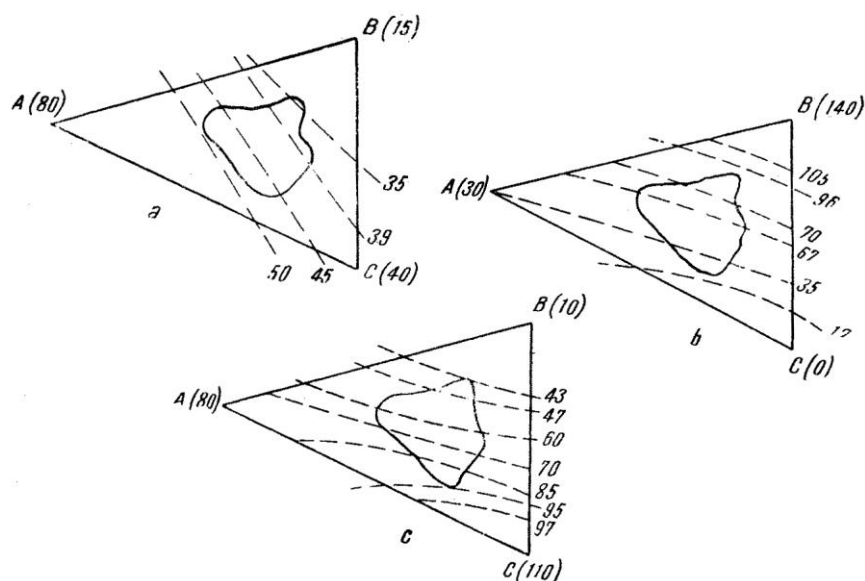


Fig. 4.61. Graficul izohietelor.

ploaia de înălțimea H_{\max} , înregistrată în T zile (a 24 ore), la ploaia h (în mm) căzută în timpul real t , ore.

Din cauză că lipsesc observațiile directe prin pluviografe, precum și acelea care ar permite stabilirea legii variațiilor ploii, se poate recurge cu suficientă aproximație la relația stabilită de ing. Montanari între înălțimea ploii h și timpul de cădere t a ploii critice.

$$h = p \cdot t^{\frac{1}{m}} \quad (4.76)$$

în care:

p – este indicele udometric (ploaia orară maximă raportată la bazinul considerat);

m – un coeficient ce variază între 1 și 10 (pentru majoritatea lucrărilor de desecare $m = 3$ s-a dovedit satisfăcător).

Prin analogie, și ploaia H căzută în timpul T va fi:

$$H = p \cdot T^{\frac{1}{m}}$$

Ploaia h în funcție de timpul T (dat în buletinele meteorologice), se află făcând raportul:

$$\frac{h}{H} = \frac{p^{\frac{1}{m}} t^{\frac{1}{m}}}{p^{\frac{1}{m}} T^{\frac{1}{m}}}$$

Înlocuind pe m cu valoarea sa și simplificând, se obține valoarea ploii căutate h , în funcție de: ploaia maximă cunoscută cu repartizarea uniformă H , de timpul T și de timpul t în care a căzut ploaia.

$$h = H \frac{\sqrt[m]{t}}{\sqrt[m]{T}} \quad (4.77)$$

Mărimea stratului scurgerii h_s se obține din înălțimea stratului de precipitații h căzut pe suprafața considerată în funcție de coeficientul scurgerii (σ):

$$h_s = \sigma h \text{ (mm)}$$

Valorile coeficientului de scurgere depind de panta terenului, natura solului (permeabilitatea), modul de folosire și gradul de acoperire cu vegetație a zonei interesate, clima regiunii care influențează direct evaporația și infiltrația apei, astfel că variază nu numai de la o unitate la alta, ci chiar în aceeași unitate în cursul anului.

Pentru condițiile țării noastre, prof. Dorin Pavel dă (*Hydroenergetica generală*, București, 1951), valoarea coeficientului de scurgere mediu anual σ_m conform tabelului 4.20.

Tabelul 4.20. Coeficientul mediu anual de scurgere (σ_m)

Bazin de	σ_m	Bazin de	σ_m
Stepă – șes	0,0-0,10	deal	0,40
șes cu vegetație și mlaștini	0,20	munte	0,50
coline	0,35	munte înalt	0,60-0,80

Cea mai indicată metodă este determinarea acestuia (σ_m) pe teren, experimental pe parcelele de scurgere¹.

Coeficientul de scurgere poate fi determinat din raportul dintre debitul Q sosit în recipient și debitul Q_p provenit din precipitațiile căzute.

$$\sigma = \frac{Q}{Q_p} = \frac{Q_p - \Delta Q}{Q_p} = 1 - \frac{\Delta Q}{Q_p} \quad (4.78)$$

În cazul când nu există date directe, coeficienții de scurgere se vor calcula de către proiectant.

Ținând cont că o parte din apa provenită din precipitații h se evaporă h_e , o parte se infiltrează h_i , iar restul generează scurgerea, coeficientul de scurgere se poate exprima printr-o relație de forma:

$$\sigma = 1 - \frac{h_e + h_i}{h} \quad (7.79)$$

Valorile lui σ se recomandă a se calcula pentru fiecare lună a anului de calcul (cu asigurarea dorită) pe baza determinării lui h_e și h_i , în funcție de înălțimea precipitațiilor căzute în luna respectivă h , temperatura medie a lunii considerate t (°C) și natura solului din unitatea interesată. În acest scop, pentru determinarea evaporației se pot folosi diverse metode, printre care și „Abaca evaporației a lui Meyer” (fig. 4.62), care pentru proiectare trebuie acomodată fiecărei unități ameliorative, pe bază de observații directe.

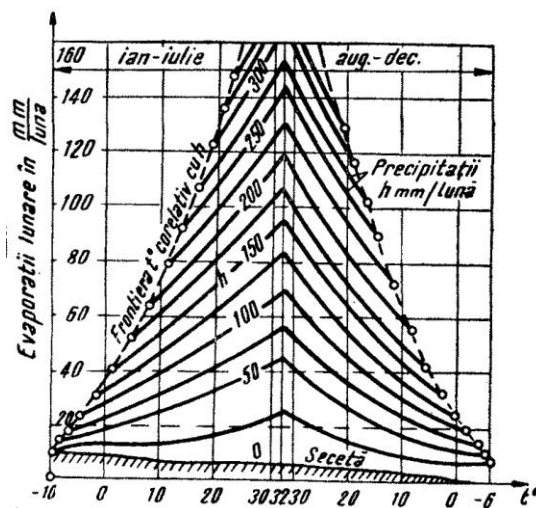


Fig. 4.62. Abaca evaporației – Meyer.

Pentru determinarea valorii stratului de apă absorbit de sol h_i se poate folosi graficul curbelor de absorbție după N.N. Cegodaev, prelucrate de Boldakov (fig. 4.63), care în funcție de natura terenului (reprezentată prin șase curbe, I–VI) și timpul de cădere al ploii t_p dă valoarea lui h_i (mm).

¹ I.S.C. H. a înființat în 1962 prima stațiune de hidrologie experimentală din România în bazinul hidrografic al Dâmboviței, la Voinești – Târgoviște (ing. Sp. Blidaru).

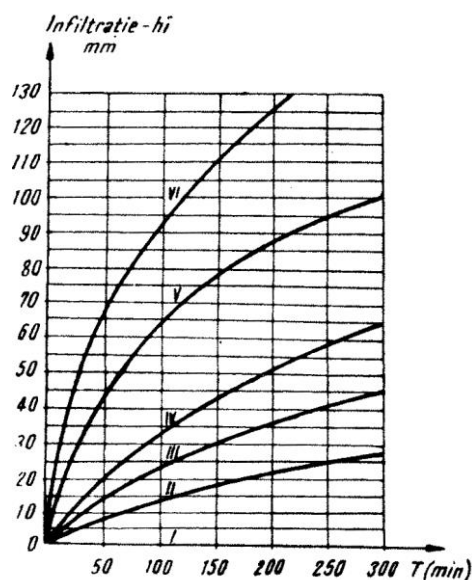


Fig. 4.63. Curbele de infiltrație totală pentru diferite categorii de terenuri (după Boldakov): I – teren impermeabil, stâncă nefisurată; II – argilă, soluri predominant argiloase; III – terenuri argilo-nisipoase, podzoluri cernoziom degradat; IV – terenuri nisipo-argiloase, cernoziom cu structură bună; V – terenuri nisipoase; VI – nisipuri pure.

De asemenea, pentru determinarea valorii coeficientului de scurgere σ se pot folosi o serie de relații empirice stabilite de Keller, Vermuelen, Dorin Pavel, R. Iacobi și alții, dar acestea servesc pentru calcularea, unui coeficient de scurgere mediu anual, ceea ce nu e suficient în proiectarea lucrărilor de desecare.

După R. Iacobi, relația de calcul a coeficientului scurgerii este în funcție de: suprafața bazinului de colectare S în km^2 ; înălțimea stratului de precipitații h , în m; gradul de împădurire $i \leq 1$ ($i = \frac{S_i}{S}$, în care S_i este suprafața împădurită); temperatura medie t , $^{\circ}\text{C}$; panta medie a terenului I , rezultă din reprezentarea sintetică a unității.

$$\sigma = \left\{ \left[30 + (SH)^{\frac{1}{3}} \right] \left(\frac{i + 0,3}{3} \right)^2 \left(\frac{5}{t^{\circ} + 6} \right) I^{\frac{1}{3}} \right\} \quad (4.80)$$

Coeficientul mediu de scurgere al unui bazin mare (σ_m), compus din mai multe subbazine $S_1, S_2, S_3, \dots, S_i$, cu coeficienții de scurgere $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \dots, \sigma_i$, se determină ca o medie ponderată a acestora:

$$\sigma = \frac{\sum S_i \cdot \sigma_i}{\sum S_i} \quad (4.81)$$

Pentru a studia fenomenul scurgerii superficiale, A.N. Kosteakov, plecând de la schema generală a sistemului de desecare (fig. 4.64), detașează dintr-o parcelă cuprinsă între două șanțuri de colectare o suprafață de-a lungul liniei de scurgere, având lățimea egală cu unitatea (suprafața hașurată).

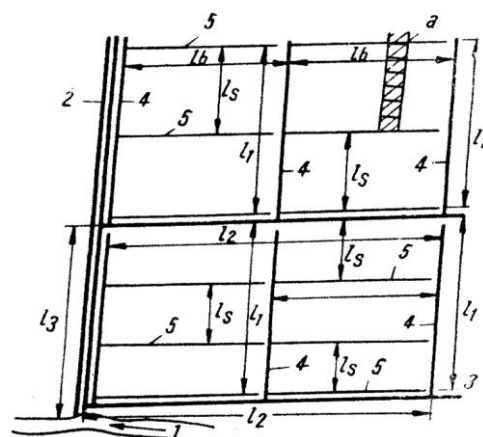


Fig. 4.64. Schema generală a sistemului de desecare: 1 – râu; 2 – canal principal de colectare; 3 – canal colector grup de sector; 4 – canal colector de sector; 5 – șanț de colectare; a – suprafața elementară.

Lungimea suprafeței elementare l_s se împarte între un număr de t_c segmente (t_c fiind timpul necesar particulei de apă pentru a străbate linia de scurgere dintre cele două șanțuri de colectare), fiecare segment având deci lungimea egală cu viteza medie de deplasare a apei pe teren – v_s , iar $l_s = v_s t_c$.

Studiind formarea stratului de scurgere produs de o ploaie cu intensitate presupusă constantă h_0 și uniformă pe întreaga suprafață, în timp, se observă (fig. 4.65) că valoarea scurgerii crește, de la zero, atinge un maxim care se menține, un timp, constant și apoi descrește, atingând valoarea zero după o perioadă egală cu $t_c + t_p$ (fig. 4.66).

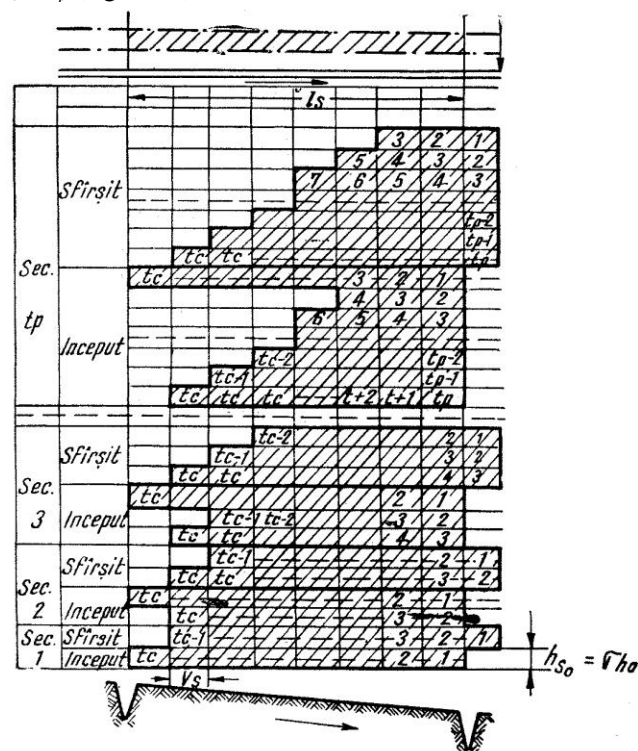


Fig. 4.65. Formarea scurgerii superficiale.

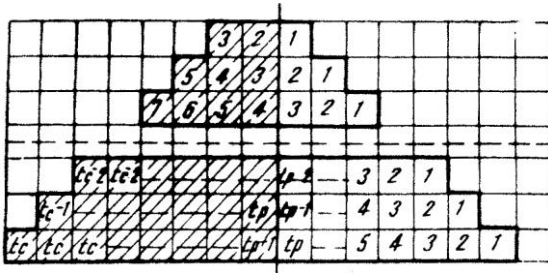


Fig. 4.66. Diagrama rezultantă a scurgerii superficiale.

Forma hidrografului scurgerii pentru o secțiune de canale oarecare depinde de timpul necesar particulei de apă, pentru a parcurge traseul din punctul „hidrologic” cel mai îndepărtat până în secțiunea considerată, numit *timp de consumpțiune*.

Mărima timpului de consumpțiune este în funcție de mărimea și forma suprafeței bazinului de colectare aferent secțiunii considerate, de lungimea și panta drumului parcurs de apă din punctul hidrologic cel mai îndepărtat până la aceasta.

Pe baza observațiilor efectuate pe diferite amenajări hidroameliorative din Italia, o serie de autori, ca Turazza, Ventura, Pasini, Ongaro ș.a., propune pentru determinarea timpului de consumpțiune relații de forma generală:

$$t_c = kS^m L^n I^p \text{ [zile]}$$

în care:

k, m, n, p sunt parametrii caracteristici fiecărei amenajări;

S – suprafața bazinului de colectare, în km^2 ;

L – lungimea traseului parcurs de apă, în km, pe elementele sistemului de desecare (v. fig. 4.64):

$$L = \sum_{i=1}^n L_i$$

Panta medie a traseului parcurs de apă I se poate afla cu relația:

$$\sqrt{I} = \frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{I_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{I_2}} + \frac{L_3}{\sqrt{I_3}} + \dots} \quad (4.82)$$

Trebuie remarcat că determinarea timpului de consumpțiune t_c trebuie făcută cu foarte mare atenție, deoarece în funcție de aceasta se vor stabili, după cum se vede, caracteristicile t_p, h ale ploii critice pentru secțiunea considerată. De aceea, pornind de la definiția timpului de consumpțiune în funcție de desimea rețelei de canale, timpul de consumpțiune pentru o secțiune oarecare de canal este dat de relația:

$$t_c = \frac{l_s}{v_s} + \sum \frac{l_{ci}}{v_{ci}} \quad (4.83)$$

în care:

l_s – este lungimea liniei de scurgere a parcelei desecate, în m;

l_{ci} – lungimea canalelor (ș.c; ces; cegs. etc.)

v_s – viteza scurgerii superficiale pe suprafața parcelei desecate, în m/s;

v_{ci} – viteza medie a apei corespunzătoare fiecărei categorii de canale.

Viteza de scurgere a apei la suprafața terenului poate fi determinată de relația:

$$v_s = 0,0000316 \cdot h_s^{\frac{3}{2}} \cdot m \cdot r \quad (4.84)$$

în care:

h_s – înălțimea stratului de apă ce se scurge, în mm; $h_s = \sigma \cdot h$

h – înălțimea stratului de precipitații căzut, în mm;

t – coeficientul scurgerii;

m – coeficient în funcție de natura suprafeței terenului:

$m = 2,7-3,1$ pentru teren arat;

$m = 22,7$ – fâneată cosită;

$m = 26,75$ – pajiște cu iarbă deasă;

r – coeficient în funcție de panta terenului (pentru $I = 0,5-100\%$, $r = 1,7-10$).

Viteza de scurgere a apei în canal se poate determina cu aproximație cu ajutorul relației:

$$v_c = 17 I_c^{0,4} \cdot h_c^{0,5} \quad (4.85)$$

în care:

I_c – este panta fundului canalului;

h_c – adâncimea apei în canal, în m.

Pentru simplificarea calculelor, viteza scurgerii superficiale poate fi determinată folosind relația Stablick:

$$v_s = \alpha \sqrt{L_s \cdot I_s^{0,5}} \text{ [m/s]} \quad (4.86)$$

în care:

α este coeficient în funcție de folosința predominantă ($\alpha = 0,02$ arătură pe pantă și $\alpha = 0,008$ teren acoperit cu fâneată sau pădure);

L_s – lungimea liniei de scurgere;

I_s – panta parcelei desecate de lățime l_s .

În funcție de durata totală a scurgerii $t_p + t_c$ se poate stabili pentru o secțiune de canal ce colectează apa de pe suprafața S , debitul mediu produs de scurgerea superficială:

$$Q_{med} = \frac{\sigma h S}{t_p + t_c} \quad (4.87)$$

Studiind forma hidrografului scurgerii, se observă că aceasta are un maxim, care influențează debitul scurs prin secțiunea considerată, astfel că debitul maxim se obține multiplicând debitul mediu cu un coeficient de viitură K .

$$Q_{max} = K Q_{med} = K \frac{\sigma h S}{t_p + t_c} \quad (4.88)$$

Valoarea coeficientului de viitură se determină

ca fiind raportul între debitul maxim și cel mediu al secțiunii de referință; de asemenea, se poate exprima prin raportul existent între t_p și t_c .

$$K = \frac{Q_{\max}}{Q_{\text{med}}} \quad (4.89)$$

Relativ la raportul existent între timpul de cădere al ploii t_p și timpul de consumpțiune t_c pot apărea următoarele relații:

1) $t_p > t_c$, în care caz hidrograful scurgerii are forma din figura 4.67.

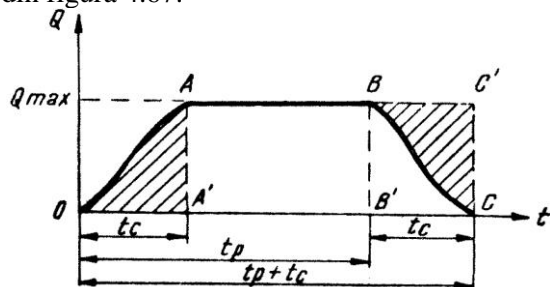


Fig. 4.67. Hidrograful scurgerii pentru $t_p > t_c$.

Urmărind pe figură echivalența suprafețelor $OAA' = BCC'$, se observă că debitul maxim redat grafic de segmentul $AA' = BB'$ va fi egal cu raportul dintre $S_{AA'C'C} = \sigma h S$ (volumul de apă ce formează scurgerea superficială) și segmentul $A'C = t_p$.

$$Q_{\max} = \frac{\sigma h S}{t_p} \quad (4.90)$$

Ținând cont de relațiile (4.87, 4.89, 4.90), valoarea coeficientului viiturii va fi dată de formula:

$$K = \frac{Q_{\max}}{Q_{\text{med}}} = \frac{\frac{\sigma \cdot h \cdot S}{t_p}}{\frac{\sigma \cdot h \cdot S}{t_p + t_c}} = 1 + \frac{t_c}{t_p} \quad (4.90)$$

Din relația 7490, pentru $t_p > t_c$ se obține $1 < K < 2$.

2) $t_p = t_c$ constituie un caz particular al primei situații, redat grafic în figura 4.68 conform relației 4.90 se obține valoarea: $K = 2$.

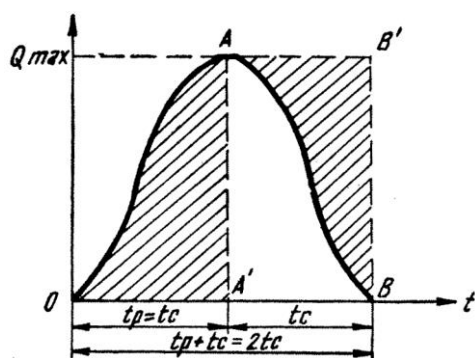


Fig. 4.68. Hidrograful scurgerii pentru $t_p = t_c$.

3) $t_p < t_c$, reprezentat grafic în figura 4.69, duce la apariția unui debit maxim:

$$Q_{\max} = \frac{\sigma h S}{t_c} \quad (4.91)$$

astfel că valoarea lui K va fi dată de relația:

$$K = \frac{\frac{\sigma \cdot h \cdot S}{t_c}}{\frac{\sigma \cdot h \cdot S}{t_p + t_c}} = 1 + \frac{t_p}{t_c} \quad (4.92)$$

care, pentru cazul $t_p < t_c$, are valori cuprinse între 1 și 2 ($1 < K < 2$).

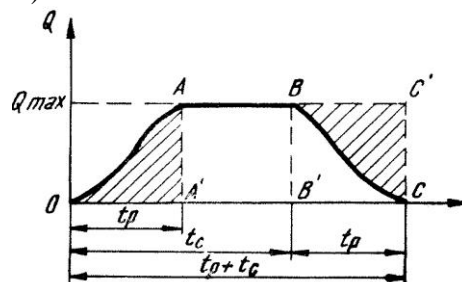


Fig. 4.69. Hidrograful scurgerii pentru $t_p < t_c$.

Exprimând debitul maxim în funcție de modulul scurgerii q_s ; $Q_{\max} = q_s \cdot S$ și având în vedere relația 4.88, se scoate valoarea lui q_s :

$$q_s = K \frac{\sigma h}{t_p + t_c} \quad (4.93)$$

Pentru a determina caracteristicile ploii critice t_p , h în funcție de t_c , va trebui determinat raportul dintre t_p și t_c , astfel ca modulul scurgerii să fie maxim.

Înlocuind în relația 4.93 pe h din rel. 4.70:

$$q_s = K \frac{\sigma a t_p^n}{t_p + t_c} = \varphi \frac{t_p^n}{t_p + t_c}; \quad (\varphi = K \cdot \sigma \cdot a) \quad (4.94)$$

Astfel, q_s va fi maxim pentru valoarea lui t_p care anulează prima derivată a expresiei (4.94) în raport cu t_p :

$$\frac{dq_s}{dt_p} = \varphi \frac{nt_p^{n-1}(t_p - t_c) - t_p^n}{(t_p + t_c)^2} = 0$$

$$nt_p^{n-1}(t_p - t_c) = t_p^n$$

$$nt_c = (1 - n)t_p$$

$$t_p = \frac{n}{1 - n} t_c \quad (4.95)$$

Ținând cont și de relațiile 4.70 și 4.95, înălțimea ploii critice va fi dată de relația:

$$h = a t_p^n = a \left(\frac{n}{1 - n} \right)^n t_c^n \quad (4.96)$$

iar modulul scurgerii va avea valoarea:

$$q_s = K \frac{\sigma a \left(\frac{n}{1 - n} \right)^n t_c^n}{t_c + \frac{n}{1 - n} t_c} = K \sigma a \frac{n^n}{(1 - n)^{n-1}} t_c^{n-1} \quad (4.97)$$

Înlocuind în relația 4.97 valorile lui K din relația 4.90 și 4.92 se obține:

1° Pentru $t_p > t_c$:

$$K = 1 + \frac{t_c}{t_p} = 1 + \frac{t_c}{\frac{n}{1-n} t_c} = \frac{1}{n}$$

și

$$q_s = \sigma a \left(\frac{n}{1-n} \right)^{n-1} t_c^{n-1} \quad (4.98)$$

2° Pentru $t_p < t_c$:

$$K = 1 + \frac{t_p}{t_c} = 1 + \frac{\frac{n}{1-n} t_c}{t_c} = \frac{1}{1-n}$$

și

$$q_s = \sigma a \left(\frac{n}{1-n} \right)^n t_c^{n-1} \quad (4.99)$$

Timul de consumpțiune poate fi exprimat prin-o relație generală¹ de forma:

$$t_c = k S^{\frac{1}{2}} I^{\frac{1}{2}}$$

expresie pe care introducând-o în relațiile 4.98 și 4.99 se obține:

pentru $t_p > t_c$:

$$q_s = \sigma a \left(\frac{n}{1-n} \right)^{n-1} k^{n-1} S^{\frac{n-1}{2}} I^{\frac{n-1}{2}} \quad (4.100)$$

pentru $t_p < t_c$:

$$q_s = \sigma a \left(\frac{n}{1-n} \right)^n k^{n-1} S^{\frac{n-1}{2}} I^{\frac{n-1}{2}} \quad (4.101)$$

Dacă considerăm că pentru o unitate desecabilă luată în studiu parametrii σ , n , k , a , I sunt constanți, relațiile 4.100 și 4.101 pot fi puse sub forma generală:

$$q_s = M S^{\frac{n-1}{2}}$$

sau

$$q_s = \frac{M}{S^{\frac{1-n}{2}}} \quad (n < 1) \quad (4.102)$$

din care reiese legătura dintre modulul scurgerii relativ la o secțiune dată și suprafața de colectare aferentă secțiunii considerate, care se poate reda și grafic (fig. 4.70).

Având în vedere cele enunțate mai sus, rezultă că modulul scurgerii se calculează și în funcție de suprafața deservită de elementul ce se dimensionează, astfel că debitul de evacuare va fi dat de o relație generală de forma: $Q_e = q_s \cdot S$.

Înlocuind pe q_s prin relația 4.102, se obține pentru debitul de evacuare o relație generală de forma:

$$Q_e = \frac{M}{S^{\frac{1-n}{2}}} \cdot S = M \cdot S^{\frac{n+1}{2}} \quad (4.103)$$

care, reprezentată grafic, apare sub forma din fig. 4.71.

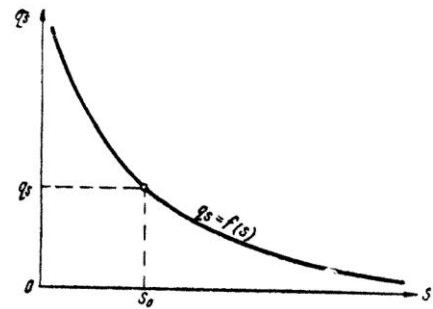


Fig. 4.70. Variația modulului scurgerii în raport cu suprafața desecabilă.

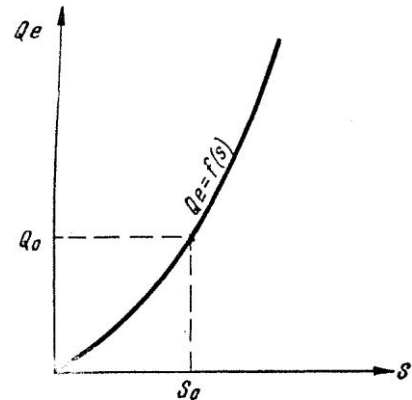


Fig. 4.71. Variația debitului de evacuare, în funcție de suprafața de colectare.

Pentru a se obține debitul exprimat în m³/s, în funcție de S (km²), relația devine:

$$Q_e = 0,01157 M \cdot S^{\frac{n+1}{2}} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (4.104)$$

Întrucât în țara noastră nu sunt suficiente observații pentru a stabili valoarea parametrului k al ecuației

$$t_c = k \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I}}, \text{ necesar în cazul utilizării relațiilor debitului}$$

de evacuare, determinarea acestuia se poate face și prin compunerea debitelor tuturor suprafețelor elementare S_i , după metoda zonelor de acumulare, pentru sistemul de canale proiectat² (propus de ing. F. Trăsculescu).

Pentru a determina debitul de evacuare prin această metodă, se construiește hidrografal debitului atenuat, împărțind bazinul de colectare aferent secțiunii de desecare a canalului colector principal, într-un număr de n subbazine (fig. 4.72).

Prin însumarea ordonatelor hidrografelor parțiale se obține hidrografal neatenuat, respectiv debitul neatenuat Q_i .

¹ Giovanni Ongaro, *Il calcolo delle reti idrauliche di bonifica*, 1958.

² I.P.A.C.H., *Instrucțiuni tehnice privind sistemele de desecare*, București, 1964.

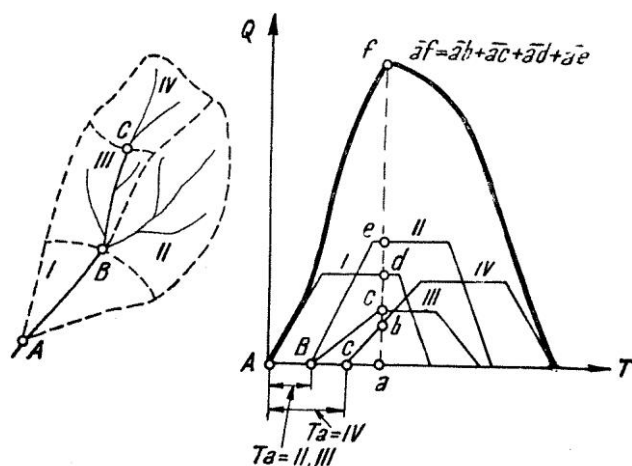


Fig. 4.72. Hidrograful zonelor de acumulare.

Acest debit este însă atenuat datorită capacității de înmagazinare a canalelor de desecare. Debitul de înmagazinare a albiei q se determină cu relația:

$$q = Q \left(\frac{2L_A}{3V_A \cdot T_A} \right) \quad (4.105)$$

în care:

Q – este debitul maxim total.

Hidrograful acestui debit are o formă triunghiulară și se înscrie sub hidrograful debitului total atenuat (fig. 4.73).

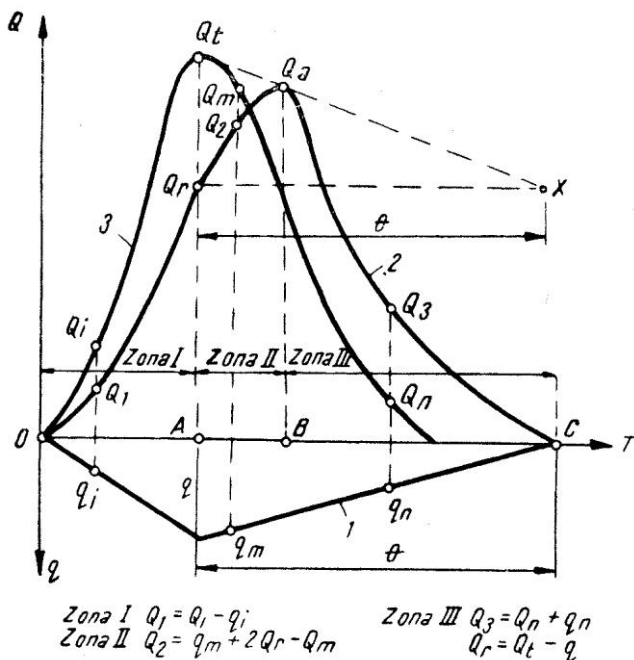


Fig. 4.73. Hidrograful atenuat: 1 – hidrograful debitului înmagazinat; 2 – hidrograful atenuat; 3 – hidrograful neatenuat.

c. Debitul de evacuare provenit din diverse folosințe Q_{sf} .

Debitul de evacuare provenit din sisteme de irigații. În cazul când unitățile desecate sunt amenajate pentru practicarea unei agriculturi irigate, în determinarea debitului de evacuare trebuie să se țină seama și de apele provenite din sistemul de irigații (evacuări, infiltrații, ape excedentare etc.). Valoarea acestui debit provenit de la irigații variază în funcție de tipul de amenajare și de metoda de irigație, fiind apreciat după datele obținute în practica exploatarei, între 0,1% la sisteme cu conducte sub presiune și aspersiune, până la 30% la udarea prin submersiune (din λ sau q_m). La acest debit va trebui adăugat și debitul provenit prin infiltrație, în cazul culturii orezului.

Debitul de evacuare provenit de la amenajări piscicole. Având în vedere că amenajările piscicole din unitățile ameliorate sunt de tip sistematic – furajate, debitele de evacuare diferă de la o perioadă la alta a anului, în funcție de necesitatea asigurării unui strat de apă oxigenat în bazine (tabel 4.21).

Pentru amenajările de tip nesistematic debitele de evacuare vor fi mai mici (egale cu debitul de primenire și debitul de infiltrație).

4.3.5.2. Debitul de evacuare provenit din scurgeri freatice, a

Debitul de evacuare provenit din scurgeri freatice ce pătrund de pe terenurile învecinate Q_{fv} . Excesul de umiditate de pe terenurile joase poate proveni și din alimentarea stratului freatic de către un aflus subteran dinspre zonele învecinate, de obicei mai înalte (fig. 4.74).

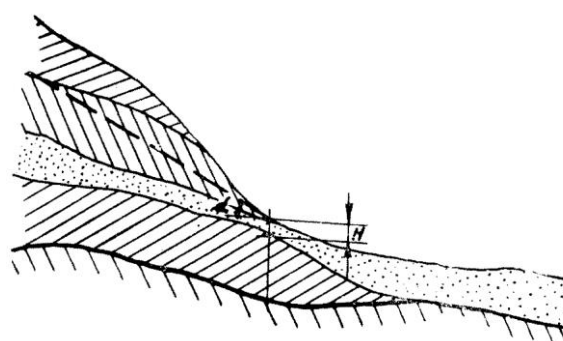


Fig. 4.74. Schema de calcul pentru determinarea debitului infiltrat de sub versant.

Tabelul 4.21. Valorile medii orientative ale debitelor de evacuare din crescătoriile piscicole furajate

Perioada	1.I	15.II	1.III	15.III	15.IV	20.IV	1.V	10.V	1.X	15.X	1.XI	15.XI	Anual
	15.II	1.III	15.III	15.IV	20.IV	25.IV	3.V	1.VI	15.X	1.XI	15.XI	31.XII	
% din debitul total	20,4	10,6	4,0	0,4	0,1	0,1	0,1	2,1	11,4	12,2	18,2	20,4	100%

În acest caz, debitul de apă subterană ce alimentează stratul freatic din unitatea desecabilă poate fi determinat printr-o relație dedusă din legea lui Darcy, de forma:

$$Q_{fv} = k \cdot H \cdot I \cdot L \text{ [m}^3/\text{s]} \quad (4.106)$$

în care:

H – grosimea stratului permeabil, în m;

I – panta apei subterane, $I = \tan \alpha$;

L – lungimea frontului de apariție a apei subterane la contactul dintre cele două zone, în m.

În practică interesează valoarea modulului scurgerii subterane q_{fv} :

$$q_{fv} = \frac{1000 Q_{fv}}{S} \text{ [l/s.ha]}$$

în care:

S – este suprafața unității desecabile, în ha.

b. *Debitul de evacuare provenit din infiltrație prin și pe sub diguri, Q_{fd} ; Q_{fsd} .* În dimensionarea sistemelor de desecare trebuie să se ia considerație, acolo unde este cazul, că alimentarea stratului freatic poate fi produsă și prin infiltrații prin și pe sub diguri.

Determinarea debitului de infiltrație prin diguri se poate face în două ipoteze.

– *Nivelul apei este constant și de durată nedeterminată* (de exemplu, canale în rambleu, remuuri). Debitul de infiltrație prin dig va fi, în acest caz, determinat din legea lui Darcy, aplicată secțiunii de ieșire a curbei de infiltrație din corpul digului (fig. 4.75).

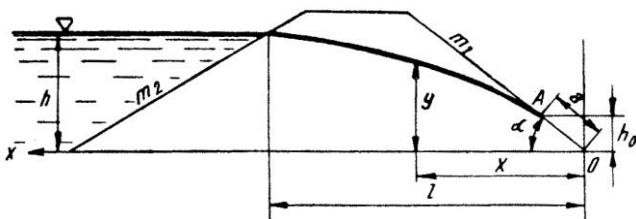


Fig. 4.75. Schema de calcul a infiltrației prin dig în regim permanent.

Admițând că la ieșirea curbei de infiltrație tangenta la curbă coincide cu taluzul digului, se poate scrie pentru 1 m lungime de dig următoarea formulă:

$$q = k \frac{dy}{dx} y; \quad \frac{dy}{dx} = \tan \alpha; \quad y = a \sin \alpha$$

deci:

$$q = k \cdot a \cdot \tan \alpha \sin \alpha \quad (4.107)$$

sau, exprimând $\sin \alpha$ și $\tan \alpha$ în funcție de coeficientul unghiular al taluzului $m_1 = \cotg \alpha$, se obține:

$$q = \frac{k \cdot a}{m_1 \sqrt{1 + m_1^2}} \quad (4.108)$$

Înlocuind valoarea α , determinată din ecuația infiltrației, integrată în limitele $x(a \cos \alpha, h)$; $y(a \sin \alpha, h)$, se obține debitul de infiltrație pe metru lungime dig:

$$q_{fd} = \frac{k}{m_1^2} \left(l - \sqrt{l^2 - m_1^2 h^2} \right) \quad (4.109)$$

Debitul de apă infiltrat prin digul de lungime L va fi:

$$Q_{fd} = q_{fd} \cdot L \text{ [m}^3/\text{s]} \quad (4.110)$$

– *Nivelul apei este variabil și limitat în timp.* În cazul digurilor de apărare împotriva revărsărilor râurilor, nivelul apelor mari apare periodic și are un caracter temporar. Admițând că nivelul apei la viitură are o variație sinusoidală (fig. 4.76), a cărei ecuație este:

$$h = H \sin \pi \frac{t}{T} \quad (4.111)$$

în care:

h – este nivelul momentan, variabil al apei, în m;

H – nivelul maxim al viiturii, în m;

t – timpul la care este observat nivelul variabil h ;

T – durată medie de viitură.

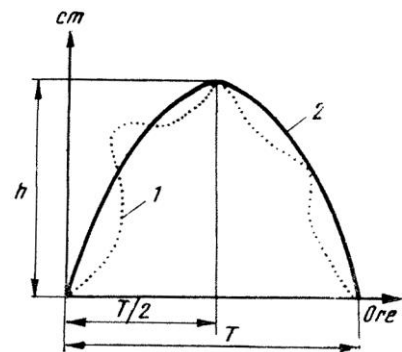


Fig. 4.76. Variația nivelului apei în râu: $h = f(t)$.

Presupunând că digul este fundat pe teren impermeabil, conform teoriei lui Szalay, care admite ipoteza că filtrația are loc prin fâșii elementare orizontale (fig. 4.77), aplicând legea lui Darcy pentru un mediu poros omogen:

$$q = -k \frac{dz}{dx} \cdot z; \quad v = \frac{dx}{dt} = k \frac{h - z}{x}$$

se ajunge la expresia debitului filtrat prin unitatea de lungime a digului în funcție de timp:

$$q = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{k}{2t}} H^3 \sin^3 \pi \frac{t}{T} \text{ [m}^3/\text{s la ml]} \quad (4.112)$$

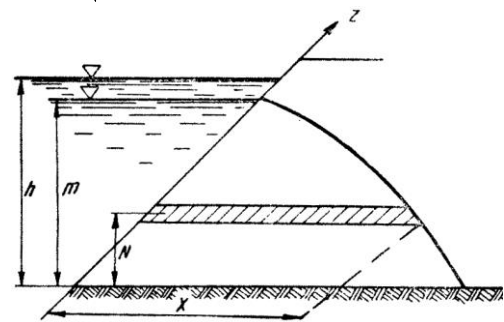


Fig. 4.77. Schema de calcul a infiltrației prin dig în regim nepermanent.

În dimensionarea rețelei de desecare interesează debitul mediu infiltrat prin dig în timpul T :

$$q_{med\ fd} = \frac{\int_0^T q dt}{T} \quad (4.113)$$

De asemenea, debitul mediu se poate obține grafo-analitic (fig. 4.78).

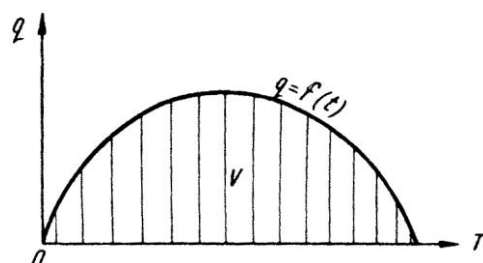


Fig. 4.78. Representarea grafică a funcției: $q = f(t)$.

Se reprezintă grafic relația (4.113), se planimează suprafața cuprinsă în intervalul $0 - T$ și, făcând raportul între suprafața planimetrată – volumul de apă filtrat în timpul viiturii – și durata acesteia T , se obține debitul mediu $q_m = \frac{V}{T}$.

Debitul infiltrat pe toată lungimea digului aferent unității studiate (L) va fi dat de relația:

$$Q_{fd} = q_{med\ fd} \cdot L \quad [m^3/s] \quad (4.114)$$

– Afluxul de apă subterană pătrunsă prin infiltrații pe sub dig, prin mal, poate alimenta în cantitate apreciabilă stratul freatic, în special în perioada viiturilor de lungă durată și cu nivel maxim.

Debitul de apă infiltrat pe sub dig poate fi determinat prin diferite metode, precum cea propusă de Averianov:

$$Q_{fsd} = K_2 \cdot T_2 \frac{H - h_0}{L_1 \varphi} \quad [m^3/zi\ la\ ml] \quad (4.115)$$

relație ce poate fi interpretată sub două aspecte:

– în cazul când infiltrația pe sub dig este interceptată de o linie de drenuri frontale sau un canal de desecare, paralel cu digul, semnificația elementelor relației este următoarea (fig. 4.79):

K_2 – este coeficientul de filtrație al stratului de fundație al digului, în m/zi;

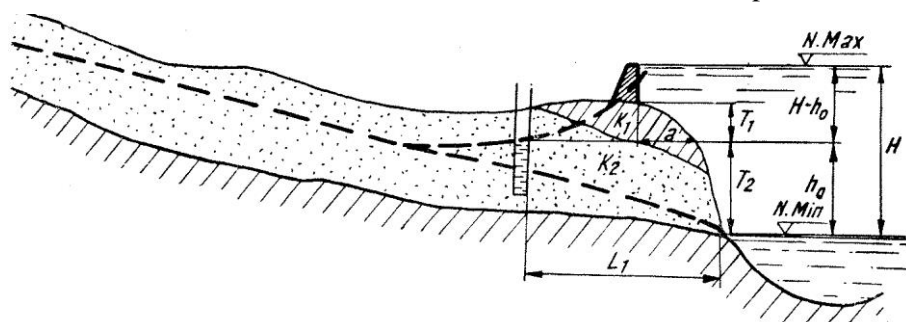


Fig. 4.79. Schema infiltrației pe sub dig, interceptată de canal (dren) frontal.

T_2 – grosimea acestui strat, în m;

$H - h_0$ – diferența de nivel dintre cota apelor maxime (cu asigurarea impusă de amenajare) și cota apei în canalul de desecare (dren), în m;

L_1 – distanța de la malul cursului de apă la canal (dren), în m;

φ – coeficient de reducere în funcție de α și μ ;

$$\alpha = \frac{a}{L_1};$$

a – distanța dig-mal, în m; $\mu = \frac{K_1}{K_2} \cdot \frac{L_1}{T_1} \cdot \frac{L_1}{T_2}$;

K_1 – coeficientul de filtrație pentru stratul superior, în m/zi;

T_1 – grosimea stratului superior, în m.

– în cazul când debitul de infiltrat pe sub dig nu este colectat de canale de desecare sau drenuri frontale (din sistemul de desecare al unității), elementele relației sunt interpretate astfel:

$H - h_0$ – este diferența de nivel între cota maximă a apei în râu și cea a apei freatice în unitatea desecabilă (ca valoare medie – neinfluențată de râu);

L_1 – lungimea razei de influență a apelor de viitură din râu (fig. 4.80).

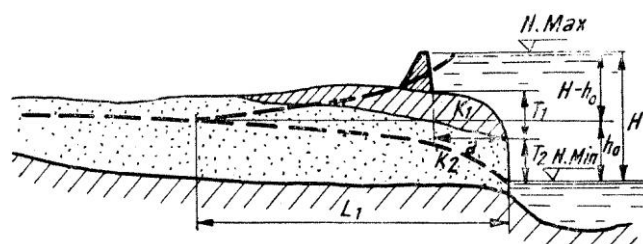


Fig. 4.80. Schema infiltrației prin dig fără dren frontal.

Cunoscând debitul infiltrat pe metru lungime de mal Q_{fsd} , debitul total infiltrat pe porțiunea de mal aferentă unității considerate L va fi:

$$Q_{fsd} = q_{fsd} \cdot L \quad [m^3/s] \quad (4.116)$$

c. Debitul de evacuare provenit din infiltrații de la diferite amenajări Q_{ff} . Regimul nivelurilor apei freatice din unitatea desecabilă este influențat și de infiltrația apei de la diferite amenajări, situate pe teritoriul sau în apropierea acestuia. Debitul de apă infiltrat în acest caz se poate determina prin una din relațiile propuse mai sus, în funcție de situație: infiltrație prin și pe sub barajele amenajărilor piscicole, folosind relațiile prezentate la punctul 4.3.5.2.b.; infiltrația din canalele sistemului de irigație este inclusă în procente de pierderi de apă, redată la punctul 4.3.5.1.c, celelalte cazuri de infiltrații pot fi incluse în unele din situațiile prezentate anterior.

d. *Debitul de evacuare provenit din alimentarea stratului freatic cu ape din precipitații căzute pe teritoriul unității q_{fp} (modulul scurgerii subterane).*

Precipitațiile atmosferice constituie una din sursele cele mai importante ce alimentează apa freatică, putând provoca ridicarea nivelului acestora și înmlăștinarea stratului de sol în care se dezvoltă rădăcinile plantelor.

La proiectarea sistemelor de desecare trebuie să se determine și durata admisibilă de stagnare a apei în sol T_a care să asigure o rentabilitate optimă sistemului de desecare.

De asemenea se va avea în vedere că T_a , impus în urma studierii eficienței economice, trebuie să fie mai mare decât timpul necesar curentului de infiltrație, pentru a parcurge distanța pe verticală până la nivelul apei freice (regularizat) z .

Dacă se exprimă viteza curentului infiltrat prin legea lui Darcy, $v = k \cdot I$, iar $I \approx 1$, timpul necesar curentului de filtrație pentru a ajunge la adâncimea z va fi:

$$t_f = \frac{z}{k} \text{ (s), deci: } T_a \geq \frac{z}{k}.$$

Rețeaua de drenaj trebuie proiectată astfel încât să asigure colectarea și evacuarea la timp a apei infiltrate dintr-o ploaie critică, a cărei durată t_p este egală cu durata admisibilă de inundare T_a și care se repetă după N ani (1; 2; 5 ani).

Intensitatea ploii de calcul se poate determina în funcție de condiția $t_p = T_a$, prin diferite metode.

În Franța, aceasta se determină în două trepte, folosind relațiile propuse de Talbot, care exprimă intensitatea ploilor de scurtă durată și cea propusă de Montanari pentru ploile de lungă durată.

Talbot determină intensitatea orară a ploii după relația:

$$i = \frac{a}{c + t_p} \text{ [mm/oră]} \quad (4.117)$$

în care:

a și c – reprezintă coeficient în funcție de frecvența ploii de calcul; $a = 500$ pentru o ploaie ce se repetă la 6 luni o dată, $c = 4$; $a = 830$ pentru ploaia ce se repetă la un an o dată, iar $c = 5$.

Cunoscând intensitatea orară a ploii determinată cu relația 4.117, se poate stabili parametrul a' din relația propusă de Montanari:

$$i = \frac{a'}{\sqrt{t}} \quad (4.118)$$

Astfel, pentru $t = 60$ mm și i determinat cu relația Talbot se obține valoarea coeficientului a' din relația Montanari:

$$a' = i\sqrt{t}$$

Cunoscând parametrul a' , intensitatea ploii de

calcul se determină în funcție de timpul de cădere al ploii $t_p = T_a$.

Mai indicată în determinarea intensității ploii de calcul este folosirea parametrilor curbei cazurilor critice ale ploii cu o asigurare dată, determinată la punctul 4.3.5.1.b:

$$i = \frac{a}{t_p^m} \text{ [mm/oră]} \quad (4.119)$$

în care:

$$M = 1 - n \text{ și } t_p = T_a \text{ (ore).}$$

Din cantitatea de precipitații căzute în timpul T_a ($h = i \cdot T_a$), numai o parte se infiltrează în sol, restul evaporându-se de la suprafața solului sau a plantelor, sau formând scurgerea de suprafață ($\sigma \cdot h$).

Această fracțiune din stratul de apă, care se infiltrează în sol alimentând stratul freatic, poate fi considerată acoperitoare, fără a ține seama de evaporație: $(1 - \sigma)h \cdot 10 = 10\eta h$ (m^3/ha).

Din această fracțiune, o parte este reținută în sol, pentru a ridica umiditatea acestuia de la nivelul avut în momentul căderii precipitațiilor la capacitatea de câmp pentru apă.

Astfel, dacă se notează capacitatea de câmp pentru apă C (% din volumul solului), iar umiditatea inițială cu w , atunci pentru adâncimea stratului de sol ce trebuie drenat $H = z$ (norma de desecare), volumul de apă reținut în sol va fi:

$$100z(C - w) \text{ [m}^3/\text{ha]}$$

În acest fel, în rețeaua de regularizare poate pătrunde o cantitate de apă:

$$100\eta h - 100z(C - w) \text{ [m}^3/\text{ha]}$$

Într-o secundă din perioada T_a (ore) se va scurge de pe 1 ha teren, în rețeaua de regularizare, un volum de apă:

$$q_{fp} = \frac{nh - 10z(C - w)}{0,36T_a} = \frac{\eta \cdot h \cdot \alpha}{0,36T_a} \quad (4.120)$$

în care:

$$\alpha = 1 - \frac{10z(C - w)}{\eta h} \quad (4.121)$$

poate fi considerat coeficientul de scurgere a apei subterane în rețeaua de regularizare, reprezentând, după cum se observă, raportul dintre volumul de apă pătruns în aceasta și volumul de apă infiltrat din precipitații.

Analizând relația (4.121), se observă că acest coeficient depinde de: umiditatea solului la începutul ploii, deci de perioada din timpul anului când cade aceasta și felul folosinței agricole a terenului; capacitatea de câmp pentru apă a solului (constantele hidrofizice ale acestuia).

Valorile practice ale coeficientului de scurgere subterană se pot obține pe baza observațiilor făcute cu

ajutorul lizimetrelor, însă în acest caz se va avea în vedere că α este în funcție de h și nu de σh ; (α variază între 8 pentru sol mineral, în luna august, și 100 pentru sol turbos în luna martie, A.N. Kosteakov).

Exprimând debitul infiltrat de pe un hectar de teren (modulul scurgerii subterane) în funcție de intensitatea ploii de calcul cu asigurarea impusă de amenajare, se obține:

$$Q_{fr} = \frac{\eta \cdot i \cdot \alpha}{0,36} \text{ [l/s} \cdot \text{ha]} \quad (4.122)$$

în care:

i – reprezintă intensitatea ploii de calcul (mm/oră);

η – coeficient de absorbție ($\eta = 1 - \sigma$);

σ – coeficientul scurgerii de suprafață;

α – coeficientul de scurgere subterană spre rețeaua de regularizare (canale, drenuri).

În cazul când infiltrația apei în sol are loc în urma topirii zăpezii, debitul specific se determină cu aceeași relație, în care intensitatea ploii se înlocuiește cu intensitatea medie a topirii zăpezii, care se obține raportând suma precipitațiilor de iarnă la durata dezghețului.

Modulul scurgerii subterane se mai poate determina în funcție de folosința agricolă a terenului, care impune ritmul de coborâre al apei freactice și capacitatea de cedare a apei de către sol δ .

Astfel, H.A. Pisarcov propune, în cazul când trebuie realizat un ritm de coborâre de 20 cm/zi, determinarea modulului scurgerii subterane conform relației:

$$q = \frac{200\delta}{8,64} \text{ [l/s} \cdot \text{ha]} \quad (4.123)$$

în care:

δ – este capacitatea de cedare a apei de către sol, care după Erkin este dată în % de relația (pentru soluri minerale):

$$\delta = 16,3 \sqrt[3]{K} \sqrt[3]{h}$$

În care:

K – coeficientul de filtrație, în m/s;

$h = z$ – adâncimea stratului de sol desecat.

e. *Concluzii asupra debitului de evacuare provenit din scurgeri freactice.* În dimensionarea sistemului de desecare, debitul de evacuare provenit din apa freatică se poate lua în considerație în două moduri:

1° – Dacă stratul impermeabil este relativ apropiat de suprafața terenului, astfel că stratul acvifer freatic al unității poate fi izolat prin diferite amenajări de surse externe, aceste lucrări se dimensionează pentru debitele corespunzătoare fiecărei surse (infiltrații de pe terenurile învecinate, infiltrații prin și pe sub diguri etc.), iar sistemul de reglare a regimului de apă din solul unității se dimensionează în funcție de modulul

scurgerii subterane, provenit din infiltrarea precipitațiilor locale.

2° – În cazul când stratul impermeabil se găsește la adâncime mai mare, se proiectează un sistem de reglare a regimului de apă, unic, care se dimensionează pe baza unui debit de calcul q_c , rezultat din însumarea debitelor specifice ale tuturor surselor ce alimentează stratul freatic, în funcție de concomitența ce o prezintă.

$$q_c = q_{fp} + \frac{1000}{S} (Q_{fv} + Q_{fd} + Q_{fsd} + Q_{ff}) \text{ [m/s} \cdot \text{ha]}$$

4.3.5.3. Concluzii asupra debitului de evacuare

Atât pentru scurgerile de suprafață cât și pentru cele freactice, debitul de evacuare se stabilește separat, în funcție de originea acestor scurgeri.

Debitul de evacuare se stabilește astfel încât apa în exces să nu inunde terenul o perioadă de timp mai mare decât durata admisibilă de inundare, urmând ca sistemul de desecare, funcționând la același debit (fiind dimensionat corespunzător), să asigure coborârea nivelului apei freactice până la realizarea normei de desecare, după încetinirea ploii (în intervalul de timp fără precipitații).

În determinarea debitului de evacuare provenit din scurgeri superficiale nu se ține seama de apele de inundații din râu, întrucât desecarea unității presupune ca aceasta să fie în prealabil îndiguită (dacă este vorba de o luncă inundabilă).

Canalele de colectare și evacuare de orice ordin se dimensionează pe baza unui debit de evacuare, care ia în considerație concomitența debitului provenit din scurgeri de suprafață cu a celui a cărui sursă o constituie apa freatică. Se obișnuiește adesea a se dimensiona sistemul de desecare pe baza unui debit de evacuare, compus fie din debitul provenit din scurgeri la suprafață, la care se adună jumătate din debitul provenit din scurgeri subterane, fie din debitul scurgerii subterane suplimentat cu jumătate din debitul scurgerii de suprafață, luându-se în calcul cea mai mare valoare.

Proiectarea sistemelor de desecare mari se recomandă să fie făcută în funcție de un debit de evacuare stabilit pe baza studiilor hidrologice și hidrogeologice de teren, care oferă o mai mare siguranță în buna funcționare a sistemului¹.

Din practica desecărilor, în diferite țări se pot da ca limite de variație pentru modulele de scurgere următoarele valori: modulul de scurgeri superficiale 0,1-3 l/s·ha și mai mare; modulul scurgerii subterane 0,04-2 l/s·ha și mai mare.

¹ V. „Instrucțiuni tehnice privind proiectarea sistemelor de desecare” (redactarea I I.P.A.C.H. – 1965).

4.4. REGULARIZAREA REGIMULUI DE APĂ ÎN TERITORIUL DE AMELIORAT CU UMIDITATE INSTABILĂ, PE BAZA BILANȚULUI DE APĂ

În condițiile terenurilor unde veniturile de apă sunt aproximativ egale cu cheltuielile – pe an, sezon și chiar pe luni, însă pe intervale mai scurte, repartitia este defectuoasă, putând conduce în unele perioade la exces de apă, iar în altele la deficit de apă (procesul se intensifică în prezența anumitor condiții locale), se pot amenaja sisteme hidroameliorative de reglare bilaterale a regimului de apă.

Studiul comparativ (volume – timp – debite) va indica soluția și intensitatea amenajării (celelalte condiții fiind egale).

Amenajarea poate fi făcută de tip reversibil sau mixt, pe baza apelor locale sau și cu suplimentarea din alte surse. În acest caz, când stratul activ de sol suferă influența apelor freatice – nemineralizate – și aflate la adâncime mică „în circuit deschis cu alimentare freatică” (cazul III – $Q < e \cdot l$), ecuația bilanțului de apă este, după cum se știe,

$$C + P_v + A_f + \sum v_i = \sum (e + t) + R_f$$

iar

$$\sum (e + t) = K \sum \frac{t_i \cdot z}{100} \text{ (toli)}$$

după Blaney și Criddle.

În figura 4.81 este redat ca exemplu orientativ un studiu centralizator asupra bilanțului de apă, întocmit pentru un an hidrologic normal și pentru cazul că terenul este ocupat cu un asolament de tipul: porumb, grâu de toamnă, cartofi, ierburi; studiul se referă la lunca Siretului, unitatea Herciu-Pășcani (fig. 4.82).

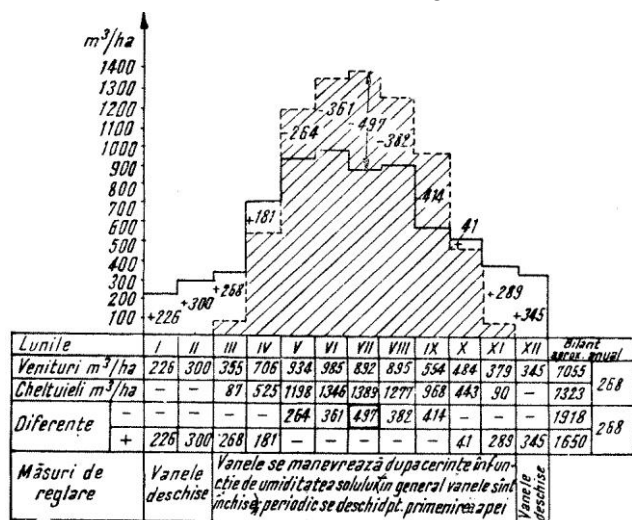


Fig. 4.81. Graficul bilanțului de apă pe unitatea de suprafață.

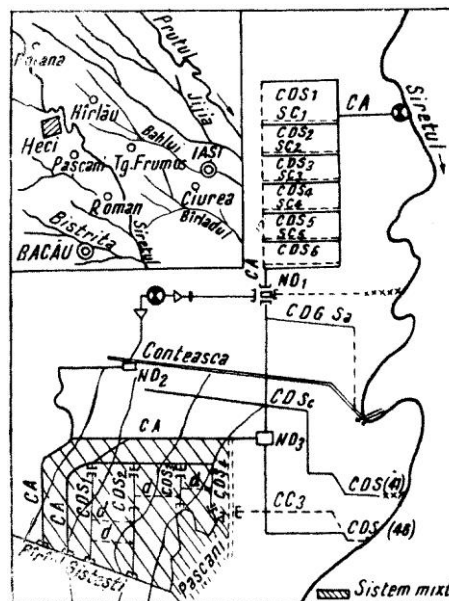


Fig. 4.82. Plan de situație Herciu-Pășcani.

Graficul 4.81 ilustrează: volumele excedentare și deficitare de apă, succesiunea acestora în timp (perioada de vegetație și an), precum și măsurile de reglare a regimului de apă, prin închiderea sau deschiderea instalațiilor de barare de pe rețeaua de canale.

4.5. METODE TEHNICE DE SATISFACERE A OPTIMULUI DE UMIDITATE PE TERENURILE AGRICOLE

După coeficientul de umectare – Vâsoțki:

$$C_u = \frac{P}{E_v}$$

în care

P – reprezintă precipitațiile;

E_v – evaporația de la suprafața apei, care este asimilată de Rode cu evapotranspirația), se pot diferenția trei situații în regimul hidrologic al solului (v. pc. 4.1.):

– Dacă $C_u < 1$, apare în sol un deficit de umiditate care trebuie acoperit prin irigații, fie singure (dar nu fără rețea de evacuare), fie combinate cu drenajul (atât pentru regimul hidric periodic percolativ cât mai ales pentru regimul nepercolativ și exudativ).

– Dacă $C_u > 1$ – regimul hidric percolativ – se impun măsuri de desecare (la tipul periodic percolativ sunt necesare și măsuri de reținere a apei și chiar de suplimentare din alte surse). Desecarea intensă, în scopul reglării regimului apelor freatice, trebuie asigurată prin drenaj la toate subtipurile permanent percolative, cu apă freatică ridicată.

– Dacă $C_u \cong 1$ – tipul periodic percolativ – (în anii ploioși $C_u > 1$, iar în anii secetoși $C_u < 1$), se impun măsuri combinate de irigații și desecări.

Caracterizarea zonală după coeficientul de asigurare cu apă a teritoriului $\left(K = \frac{rP}{E}\right)$ diferențiază cele trei grupe mari (v. capitolul I): $K < 1$; $K > 1$ și $K \sim 1$.

În linii generale se pot grupa și măsurile ameliorative: irigații pentru prima grupă de terenuri, desecări pentru a doua, precum și măsuri combinate, pentru a treia grupă de terenuri. În funcție de regimul hidric local și de o serie de condiții specifice locale (intrazonele) se pot aplica și măsuri caracteristice unei anumite grupe, în interiorul altei grupe de terenuri; soluțiile de amenajare trebuie tratate în complexitate.

4.5.1. METODE DE IRIGAȚIE

Pe terenurile cu deficit de umiditate sunt proprii măsurile de irigații, în principal, fără a fi excluse și unele măsuri caracteristice terenurilor excedentare în apă. Apa adusă la terenul de irigat prin rețeaua de canale permanente (sau prin conducte) este distribuită în sol, pentru a asigura umiditatea acestuia prin elementele de udare: canale provizorii, rigole, brazde, fâșii, parcele – *la irigația de suprafață*; instalații sau agregate de aspersiune, aripi aspersoare și aspersoare – *la irigația prin aspersiune* și conducte subterane – *drenuri la irigația subterană*.

În practica irigației se deosebesc o serie de metode de irigație și udare, care se clasifică, din punctul de vedere al debitului și al presiunii apei, conform tabelului 4.22 (după A.N. Kostekov).

Tabelul 4.22. Clasificarea metodelor de irigație și de udare din punct de vedere al presiunii și debitului.

Metode de irigație	Distribuirea apei pe teren	Metode de udare	
		Cu presiune mică și debit mic	Cu presiune mai mare și debit mare
Irigația prin scurgere la suprafață	Pe suprafața terenului: a) prin strat continuu	a') Udarea pe fâșii	a'') Udarea prin inundare
	b) pe brazde	b') Udarea pe brazde cu scurgere liberă	b'') Udarea pe brazde adânci înfundate
Prin aspersiune (ploaie artificială)	Deasupra terenului sub formă de ploaie	Sisteme cu presiune mică și bătaie scurtă	Sisteme cu presiune medie și mare și bătaie lungă
Irigație subterană	Subteran la adâncimea rădăcinilor	Sisteme fără presiune cu funcționare continuă	Sisteme cu presiune și funcționare periodică

O altă clasificare a metodelor de irigație și udare se face după modul cum apa intră în sol (tab. 4.23).

Tabelul 4.23. Clasificarea metodelor de irigație și udare după modul cum se introduce apa în sol

Modul introducerii apei în sol	Metoda de irigație	Metoda de udare
Introducerea apei printr-o parte din suprafață	Irigația prin scurgere la suprafață	Udare, pe brazde înșămânțate Udare pe brazde neînșămânțate
Introducerea apei prin întreaga suprafață	a) Irigația prin scurgere la suprafață	a') Udare prin scurgere liberă pe fâșii a'') Udare prin inundare a''') Irigația cu ajutorul bazinelor temporare
	b) Aspersiune (ploaie artificială)	– Udarea prin aspersiune (ploaie artificială)
Introducerea apei prin subsol	a) Irigația subterană	– prin tuburi poroase – prin drenuri

Ca rezultat al clasificărilor de mai sus se deosebesc trei metode de irigație și anume prin: *scurgerea liberă a apei la suprafață sau irigația de suprafață* (metoda clasică); *aspersiunea* (ploaia artificială); *irigația subterană*.

4.5.2. METODE DE DESECARE

Înlăturarea (regularizarea) apelor care provoacă excesul de umiditate, înmlăștinare, salinizare sau alte prejudicii (alunecări, tasări etc.), se face pe cale artificială prin diferite metode de desecare (tab. 4.24), care se pot clasifica în funcție de:

– *cauzele care au provocat degradarea terenului* respectiv;

– *modul de așezare a elementelor sistemului de desecare*, care captează și evacuează apa;

– *poziția suprafeței desecabile* față de nivelul apei din recipient.

Atunci când excesul de apă dintr-o zonă provine de pe urma existenței unor bălți sau lacuri, care constituie totodată și un focar de infecție și paludism, se poate proceda la asanarea lor.

Sistemele de desecare enumerate în tabelul 4.24 se deosebesc între ele, dar adesea se prezintă cazuri când trebuie aplicate în același timp mai multe metode, adică sisteme combinate, care sunt și ele supuse modificării după trecerea unui timp oarecare.

În alegerea metodelor de desecare se ține seama de o serie de cerințe și împrejurări de ordin tehnico-natural, economic, estetic etc., dar este incontestabil că baza trebuie să o formeze studiul tehnico-economic întreprins în mod obligatoriu pentru fiecare variantă.

Tabelul 4.24. Principalele metode de desecare în raport cu cauzele și formele excesului de apă

Cauzele excesului de apă	Cantitatea de apă provenită din precipitații este mai mare decât pierderile de apă (evapotranspirație – scurgere) de pe suprafața desecabilă		Poziția hidrografică a suprafeței desecabile			Proprietățile solului suprafeței desecabile		
			Inundarea suprafeței desecabile cu apele ce se scurg de pe terenurile vecine înalte	Exces de apă provenit din inundarea și infiltrarea apei din râul sau bazinul alăturat	Nivelul ridicat al apelor freatice provenind din scurgerea apei freatice de pe terenurile vecine înalte, ieșirea la suprafață a apelor subterane etc.	Solurile cu însușiri negative din punctul de vedere al permeabilității dobândite în cursul: 1. perioadei de podzolire; 2. perioadei de înțelenire; 3. soluri genetic neevoluate de lipul luncilor stratificate		Soluri salinizate 1. salinizare primară 2. salinizare secundară
Principalele forme ale excesului de apă	1. Exces de apă la suprafață	2. Nivelul ridicat al apelor freatice	Suprafața desecabilă este situată:					
			1. pe un teren cu pantă	2. într-o depresiune				
Metode de desecare	1. Desecarea prin canale deschise cu: a) șanțuri provizorii; b) șanțuri umplute cu material filtrant.	1. Desecarea prin drenaj cu: a) drenuri orizontale; b) drenuri verticale; c) drenuri speciale	1. Desecarea terenurilor înalte printr-o rețea de canale de coastă	1. Desecarea terenurilor înalte printr-o rețea de canale de coastă	*) 1. Regularizarea albiei cursului de apă în vederea: a) scăderii nivelului și b) măririi capacității de scurgere	1. Interceptarea curentului de apă subteran ce se scurge de pe terenurile înalte prin: a) dren de centură (colector al apelor înalte) b) canal deschis adânc; c) canal adânc umplut cu material filtrant	1. Colmatarea cu material grosier	1. Desecarea prin drenuri orizontale sau verticale
	2. Desecarea prin drenuri tip galerii cârțiță	2. Desecarea prin canale deschise cu: a) șanțuri adânci deschise sau b) șanțuri adânci umplute cu material filtrant	2. Apărarea suprafeței desecabile printr-un canal de centură (de colectare a apelor înalte)	2. Apărarea depresiunii printr-un canal de centură	**) 2. Îndiguierea suprafeței desecabile cu: a) diguri submersibile; b) diguri insubmersibile	2. Desecarea prin drenaj a) orizontal b) vertical cu: – puțuri absorbante – puțuri californiene (de pompare)	2. Drenaj de ventilație	2. Desecarea prin drenuri verticale (puțuri californiene) cu două faze de exploatare
		3. Desecarea biologică		3. Colmatarea depresiunii cu: a) material transportat de pe terenurile înalte sau rezultate din dragări (colmatarea artificială); b) material transportat de râul situat în apropiere	3. Interceptarea curentului de apă (ce se infiltrează prin dig și pe sub dig – prin malurile râului), cu ajutorul unui: a) canal deschis de colectare sau b) dren colector – paralel cu digul	3. Desecarea prin canale adânci – deschise sau – umplute cu material filtrant	3. Drenaj cârțiță	3. Drenaj vertical cu drenuri radiale; toate metodele fiind completate cu măsuri de: – nivelarea terenului – spălări – agrofito-tehnice – chimice – irigații

Tabelul 4.24. – Continuare

					4. Colmatarea suprafeței desecabile cu material: a) transportat de râul vecin (colmatare naturală); b) obținut prin dragare – (din rectificarea albiei râului sau curățirea bazinului; a) colmatare artificială	4. Desecarea biologică	4. Desecarea prin canale deschise adânci	
							5. Desecarea cu ajutorul sistemului reversibil – sau mixt, în scopul: – evacuării excesului de apă; – aprovizionării cu apă în scopul irigației; – fertirigației	

*) Constituie obiectul altui curs și nu va fi tratat în această lucrare

**) Deși îndiguirea reprezintă o măsură tehnică de înlăturare a uneia din cauzele excesului de umiditate (revărsări – inundații), totuși nu va fi tratată în această lucrare deoarece în țara noastră suprafețele de teren afectate lucrărilor de îndiguire sunt foarte mari, 2.526.000 ha, ceea ce reprezintă 10,8% din suprafața totală a țării. Această situație a impus studiul separat al lucrărilor de îndiguiri (și regularizări de cursuri de apă), ce constituie obiectul unui curs special.

În funcție de caracteristicile naturale și de cerințele economice sau sanitar-estetice ale unității se va studia și alege, de la caz la caz, sistemul de desecare, care poate fi, după cum am văzut, simplu, combinat, dublu combinat, mixt, reversibil etc.

Perspiciacitatea proiectantului trebuie să se concentreze asupra: cauzelor care provoacă excesul de umiditate, salinizarea solului sau alte prejudicii; scopului urmărit prin desecare – agro-economic, sanitar, estetic etc.

4.5.3. METODE DE REGLARE A REGIMULUI DE APĂ PE TERENURILE CU UMIDITATE INSTABILĂ ȘI CU CERINȚE SPECIALE

Din punct de vedere zonal, în zona cu umiditate instabilă se petrece un fel de reducere – stingere a proceselor caracteristice primelor două zone și o trecere treptată de la zona cu surplus de umiditate spre zona secetoasă (și invers).

Din punctul de vedere al regimului hidric al solului, aici se încadrează în primul rând tipul de regim *periodic percolativ* (subtipul de silvostepă are extinderea cea mai mare în țara noastră) și tipul *exsudativ*; măsurile ameliorative indicate sunt diferențiate de primele două cazuri și tind spre combinarea celor două grupe de soluții (irigații asociate cu desecări).

Amenajările combinate sunt necesare chiar și la tipurile hidrice specifice pentru irigații, ca tipul *nepercolativ*, la subtipul de stepă cu orizont mort subțire (unde prin ridicarea nivelului freatic apare pericolul sărăturării secundare), sau subtipul de stepă cu orizont mort gros, la care roca-mamă este loessul (unde există pericolul tasării), măsurile de irigație trebuie să fie însoțite – combinate cu cele de desecare.

La *tipul hidric exsudativ*, unde se resimte efectul apei freactice în profilul solului, problemele de hidroameliorații sunt complexe. La subtipurile de fâneață de stepă și de stepă (care se caracterizează prin: limita superioară a franjului capilar în profilul solului, respectiv cu nivelul freatic periodic în profilul solului, limita superioară a franjului capilar atingând periodic suprafața solului; alimentarea profilului din precipitații, apă freatică și scurgeri; umiditatea ce variază de la capacitatea de câmp la coeficientul de ofilire; condiții ce pot duce la formarea solonețurilor) se recomandă în principal: irigarea combinată cu drenajul ca măsură preventivă; irigarea fără udări de aprovizionare, cu norme mici.

La subtipul *solonceac* (fig. 4.83) care se caracterizează prin: nivel freatic în profilul solului; alimentare din precipitații, scurgeri și ape freactice (permanent capilar) și cu scurgere slabă sau nulă a apei din sol, se

recomandă în principal: irigarea combinată cu drenajul, de la început, cu rol curativ.

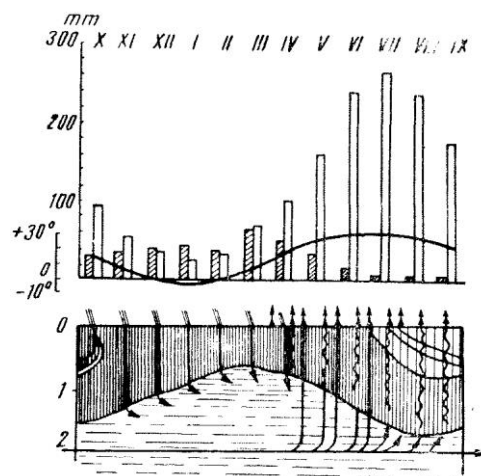


Fig. 4.83. Subtipul de regim hidric exsudativ solonceac (după Rode).

La subtipul *de irigație*, în situația existenței apei freactice la suprafață – când cu fiecare udare apa de irigație întâlnește pânza freatică, perioadele intens umede alternând cu cele intens uscate, se impune de asemenea combinarea irigației cu drenajul (nu în sens de rețea unică).

Analiza cazurilor particulare și chiar generale, pentru unele zone în care terenurile neproductive sau slab productive au ca origine *excesul de apă sau deficitul de apă cu exces de săruri*, impune tratarea în comun (îmbinarea) a măsurilor de irigații cu cele de desecări. Măsuri similare reclamă și terenurile din zonele cu umiditate instabilă, la care în cursul aceluiași an și chiar sezon, perioadele secetoase intens alternează cu cele intens excedentare în apă.

Nevoia de irigație apare și la terenurile luncilor îndiguite și desecate, îndeosebi în luncile situate în zone climatice secetoase; nevoia irigației poate apărea și simultan cu desecarea terenurilor salinizate.

Tratarea în comun a măsurilor de irigații și desecări se impune și la terenurile cu apă freatică la mică adâncime (de exemplu la solurile freatic umede), care, în urma irigației, prezentând pericol de sărăturare secundară, reclamă măsuri de desecare.

Pentru ameliorarea terenurilor sărăturate (cu h_{freatic} la nivelul critic) se impune de asemenea îmbinarea irigației cu drenajul (atât irigația – prin spălări, cât și drenajul au rol curativ în prima fază de exploatare – de desalinizare și rol preventiv în faza a II-a de exploatare permanentă, când trebuie menținută balanța hidrosalină în echilibru urmărit). Soluția drenajului vertical cu rol de desalinizare, drenare și ca sursă de apă pentru irigații (cu funcționare în două faze), combinată eventual cu drenajul superficial radial și cu iri-

gația (prin inundare pentru spălări în prima fază – tip amenajări de orezării și aspersiune în faza a II-a + alimentarea freatică) ar fi recomandabilă și radicală.

Soluția sistemelor hidroameliorative de tip reversibil și mixt pentru reglarea bilaterală a regimului de apă în sol se poate aplica în condiții speciale, însă numai în urma unui studiu temeinic și de durată a factorilor naturali (hidrosalini, geologici, geo-tehnici, agropedologici etc.), precum și în condițiile unei exploatare de înaltă tehnicitate.

În cazul existenței chiar a celor mai slabe tendințe de salinizare, nu se aplică reversibilitatea fără măsuri de siguranță (suplimentarea apei locale cu ape aduse din alte surse; combinarea acestor sisteme cu aspersiune etc.).

Soluțiile trebuie adoptate de la caz la caz, fără a se confunda condițiile tehnologice ale sistemelor mixte cu a celor reversibile.

Sistemele mixte, ca și cele reversibile, nu se pot recomanda în general, după cum nici nu se pot nega;

este cert însă că acolo unde se pot aplica constituie o rezolvare tehnică superioară și o economie apreciabilă în cheltuielile de investiții și în economisirea fondului funciar.

Combinarea măsurilor de irigații cu cele de desecare prezintă largi posibilități de reglare a regimului de apă în sol, a nivelului freatic, a direcției de circulație a apei, a balanței hidrosaline (respectiv a presiunii osmotice și a proprietăților hidro-fizice) ș.a., putând duce la formarea de subtipuri hidrologice dorite.

Cele expuse au putut scoate în evidență complexitatea și vastitatea măsurilor de reglare a regimului de apă pe terenurile agricole cu $K < 1$; $K > 1$ și $K \sim 1$.

Reprezentative și larg tratate în lucrările de specialitate sunt măsurile ameliorative pentru primele două cazuri (irigații pentru $K < 1$ și desecări pentru $K > 1$); ultimul caz ($K \sim 1$) reclamă o combinare a primelor două grupe de măsuri, putând conduce la sisteme hidroameliorative proprii.

PREGĂTIREA TERENULUI PENTRU DESECARE ȘI IRIGAȚII

5.1. PROSPECTAREA MĂSURILOR AGROTEHNICE ȘI SPECIALE

Terenurile aflate în circuitul agricol, ca și cele noi – recuperate prin lucrări de regularizări, asanări ș.a. – prevăzute a se deseca și iriga, reclamă o serie de măsuri speciale, din care unele se execută înaintea amenajărilor hidrotehnice (de exemplu defrișările), altele se pot executa și concomitent (de exemplu nivelările), iar altele ulterior.

Cele mai ample măsuri sunt necesare pe terenurile noi, precum cele mlăștinoase și la care ne vom referi mai întâi.

Procesul de transformare a terenului mlăștinos nefertil în sol cultivabil de mare fertilitate este un proces de lungă durată, în care desecarea hidrotehnică prezintă numai un prim pas.

Desecarea aplicată izolat de o serie de măsuri agrotehnice nu va putea îndeplini nici măcar operația de eliminare a excesului de apă din sol. Pe solurile drenate, lipsite de structură, din cauza lipsei de permeabilitate, apa nu se scurge în drenuri, și rămâne în exces în sol sau la suprafața solului, iar pe solurile fără structură, desecate prin șanțuri deschise, acestea evacuează prea multă apă, astfel că solul se usucă prea tare.

În consecință, pentru a grăbi procesul de transformare a terenului mlăștinos nefertil în sol cultivabil, este necesar ca, pe lângă desecarea hidrotehnică și strâns împletit cu aceasta, să se aplice o serie de măsuri speciale, care se pot grupa în:

- *măsuri pentru înlăturarea obstacolelor care stau în calea amenajărilor și lucrării solului* (defrișarea arborilor, curățirea terenului de tufișuri și de arboret tânăr, îndepărtarea pietrelor, înlăturarea mușuroaielor);
- *primele lucrări agrotehnice*¹ (destelenirea, îngrășarea și amendarea terenurilor mlăștinoase);
- *măsuri fitotehnice*¹ (pentru mineralizarea excesului de resturi vegetale și humus);
- *forme speciale*¹ de cultivare a terenului mlăștinos;
- *nivelarea suprafeței*.

Măsurile de pregătire a terenurilor desecate, în vederea cultivării lor (măsurile agrotehnice de desecare), sunt prevăzute în proiectul de ameliorare prin desecare, din care fac parte integrantă, alături de măsurile

hidrotehnice de desecare, pe care le egalează în importanță.

Odată cu studiile și prospecțiunile executate în vederea întocmirii părții din proiectul de hidroameliorații, prin desecare, care privește desecarea hidrotehnică, se execută și prospecțiunile și studiile necesare întocmirii părții din proiect care privește agrotehnica de desecare.

Pentru fiecare unitate se descriu: relieful, regimul apei freatice, roca-mamă și solurile, precum și însușirile tehnice (țelină și grosimea ei, învelișul de mușchi), acoperirea cu mușuroaie, pietre, resturi lemnoase, caracterul arborilor și arboretelor și modul de folosință, precum și valoarea economică a obiectului în momentul respectiv.

Cu ajutorul datelor obținute de pe urma acestor investigații și al celor cu privire la specializarea gospodăriilor, la capacitatea de brațe de muncă și de mijloace financiare a acestora, se prevăd în proiect lucrările, procedeele și ritmul de executare a lor.

Investigațiile agrotehnice se fac în două etape și la două scări, ca și restul studiilor: preliminare (generală) și de detaliu pentru proiectul de execuție.

Investigațiile de ordin economic pentru proiectul tehnic se fac referitor la următoarele: direcția de dezvoltare (specializare) a gospodăriilor și sarcinile planificate; modul de folosință a terenurilor; structura populației lucrătoare din zonă; structura inventarului viu și mort.

Rezultatul investigațiilor se concretizează în următoarele piese: 1) jurnalele de câmp și fișele descriptive; 2) planul stațiunilor ecologice; 3) planul proprietăților tehnice ale stațiunii ecologice; 4) profilele celor mai caracteristice linii studiate; 5) notă justificativă.

Pe baza acestor materiale se întocmește proiectul lucrărilor agrotehnice și speciale, ca parte integrantă a proiectului de ameliorare prin desecare.

5.2. ÎNLĂTURAREA OBSTACOLELOR CARE STAU ÎN CALEA AMENAJĂRII TERENURILOR ȘI LUCRĂRII SOLULUI

Curățirea frontului de lucru, pentru executarea lucrărilor hidrotehnice, ca și pentru asigurarea condițiilor de exploatare a terenului amenajat, se face prin

¹ Vor fi numai enunțate, formând obiectul unor discipline aparte.

operațiile de: 1) defrișarea arborilor și arbuștilor; 2) scoaterea și îndepărtarea pietrelor; 3) îndepărtarea mușuroaielor; 4) destufizarea.

5.2.1. DEFRIȘAREA ARBORILOR ȘI ARBUȘTILOR

Se realizează la noi în țară pe cale mecanizată, prin următoarele procedee: doborârea arborilor împreună cu rădăcinile lor și tăierea arborilor și scoaterea ulterioară a cioatelor (buturugi și rădăcini). În cazuri speciale se poate adopta și procedeul de zdrobire a vegetației și încorporarea ei în sol.

a. *Doborârea arborilor cu rădăcini.* Acest procedeu se aplică în cazul arborilor cu sistem radicular superficial (rădăcini fasciculare) sau pe terenuri stâncoase, acoperite cu un strat subțire de sol (în zone de munte), cu ajutorul tractoarelor, buldozerelor sau mașinilor speciale.

– Doborârea cu ajutorul tractorului se poate face după două procedee:

a₁ – legarea directă a arborelui ce trebuie smuls cu cablu de oțel fixat la cârligul de tracțiune al tractorului;

a₂ – al doilea procedeu, care are rolul de a micșora efortul tractorului, se aplică acolo unde se poate ancora cablul de tracțiune de un arbore bine înrădăcinat, iar smulgerea se face prin mijlocirea scripetelui (fig. 5.1).

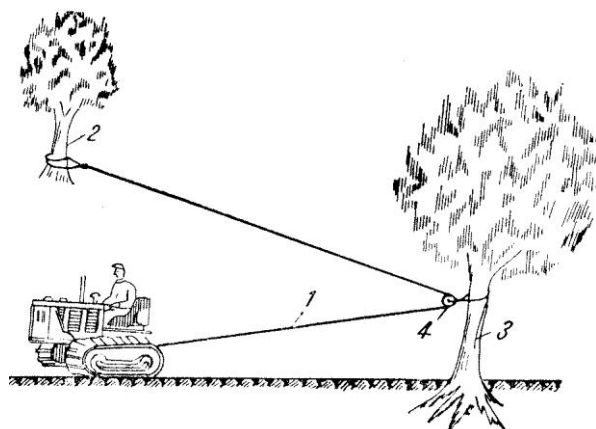


Fig. 5.1. Smulgerea arborilor cu tractorul având cablu de tracțiune ancorat: 1 – cablu de oțel; 2 – arbore de ancoraj; 3 – arborele ce trebuie smuls; 4 – scripete.

În ambele procedee se taie în prealabil rădăcinile groase.

– Doborârea cu buldozerul se efectuează prin două operații (fig. 5.2.):

a) împingerea arborelui cu lama buldozerului cât mai sus până se apleacă;

b) doborârea prin smulgerea rădăcinilor cu lama coborâtă sub acestea.

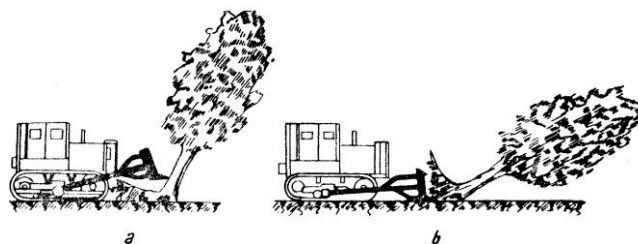


Fig. 5.2. Doborârea arborilor cu buldozerul: a – dezrădăcinarea prin împingere cu lama ridicată; b – doborârea prin smulgere cu lama coborâtă.

– Doborârea cu „mașina de doborât” (fig. 5.3) se face dintr-o singură operație: cadrul superior „de împingere”, apăsând tulpina la 1,5 m înălțime, obligă arborele să se aplece, cuțitul lamei inferioare retezând rădăcinile – prin înaintare, doboară arborele.

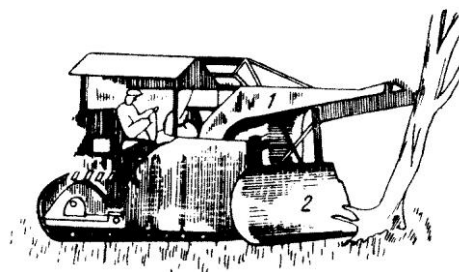


Fig. 5.3. Mașina pentru doborât arbori: 1 – cadrul superior de împingere; 2 – lama tăietoare.

Cu ajutorul tractoarelor cu cablu, al buldozerelor sau al greblelor mecanice, arborii doborâți sunt îndepărtați de pe șantier. S-a înlocuit – la mașinile de defrișat – comanda prin cablu cu comanda hidraulică. Echipamentul de defrișare, montat pe tractorul S-1300, este format dintr-un cadru prevăzut în față cu un scut puternic, acționat de doi cilindri hidraulici așezați lateral (fig. 5.4).



Fig. 5.4. Echipament pentru defrișare, montat pe tractor S-1300 (în lucru – Lunca Dunării, 1964).

La arborii cu $d > 35$ cm, se dezgolesc rădăcinile și se taie cele mai puternice, iar pentru doborâre se întrebuițează unul sau chiar două defrișoare (pentru împins și ridicat). Dacă este nevoie, operația poate fi ajutată și de un tractor cu cablu, pentru tractare.

Productivitatea defrișorului este de 1,2-2 ha/10 ore în condiții normale (aproximativ 150 arbori pe schimb).

Forța de tracțiune (F_{max}) necesară la smulgerea arborilor sau buturugilor (cu diametrul d) se poate afla – orientativ – cu relația (Verkovski):

$$F_{max} = Kd^3 \quad (5.1)$$

în care:

K este un coeficient ce variază cu specia și diametrul arboretului ($K = 0,02-0,1$).

Materialul doborât este adunat în grămezi cu ajutorul greblei mecanice (fig. 5.5.a), iar rădăcinile rămase în teren sunt smulse cu scarificatorul montat în spatele tractorului S-1300 (având în față grebla – fig. 5.5.b).

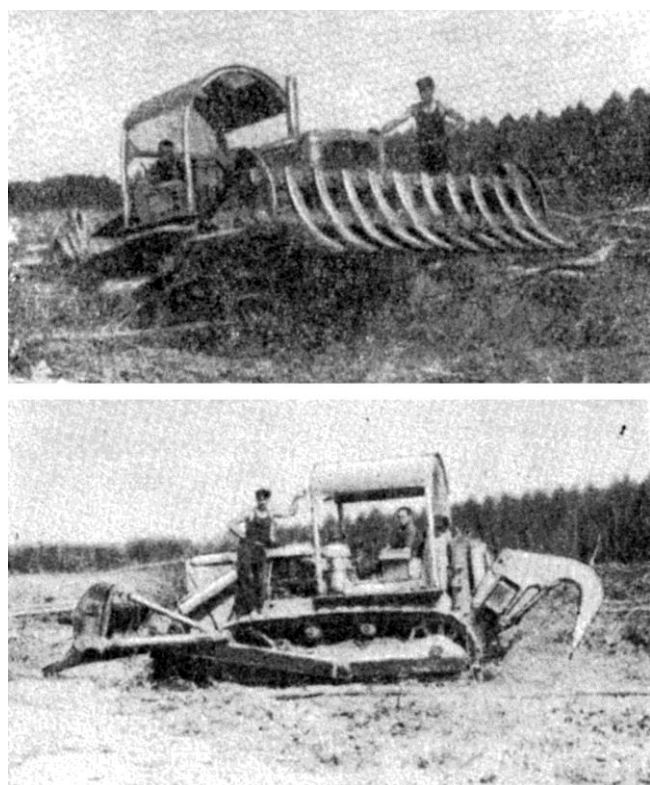


Fig. 5.5. Greblă mecanică și scarificator, folosite în Lunca Dunării, 1964: a – vedere din față a greblei; b – vedere laterală a greblei și scarificatorului.

Întregul utilaj (tractorul plus echipamentul – greblă și scarificator), ca și echipamentul defrișorului, a fost construit în țară (1962-1963).

Productivitatea Q a scarificatoarelor într-un schimb de T ore se poate afla cu relația:

$$Q = \frac{60T(b-b_1)h \cdot L \cdot K_t}{\left(\frac{L}{V_m} + t_i\right)} \quad (5.2)$$

în care:

b este lățimea de lucru a scarificatorului (m);

b_1 – lățimea fâșiei scarificate anterior și acope-

rită în cursa următoare, (m);

h – adâncimea de scarificare (m);

L – lungimea sectorului de scarificat (m) – se ia $L = 500-1.000$ m;

K_t – coeficientul de utilizare a timpului de lucru la schimb ($K_t = 0,9$);

V_m – viteza de mișcare a tractorului (m/min);

t_i – timpul necesar pentru o întoarcere ($t \approx 0,5-1$ min).

b. *Tăierea arborilor și scoaterea ulterioară a buturugilor.* În condițiile improprii lucrului cu defrișoarele pe tractoare, în lipsa acestora și în cazul folosirii masei lemnoase prin fasonare, se poate adopta procedeul defrișării din două operații distincte: 1) tăierea arborilor și înlăturarea lor de pe șantier și 2) scoaterea ulterioară a buturugilor.

Tăierea se face mecanizat, cu *ferăstraie mobile cu lanț* acționat de motoare ușoare cu explozie sau chiar electrice (fig. 5.6).

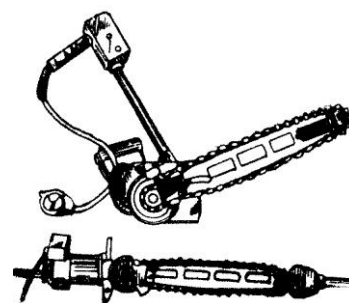


Fig. 5.6. Ferăstrău mobil electric.

Productivitatea ferăstraielelor (Ural și Dnybe – cu benzină – și Vekopp – electric) variază de la 0,5-2 ha/8 ore, în funcție de diametrul arboretului (16-31 cm), de specie (pin, mesteacăn, molid, stejar, arțar etc.) și densitatea acestora.

Scoaterea și îndepărtarea buturugilor se execută cu: dispozitive simple, mașini de defrișat, exploziv ș.a. Printre acestea se enumeră: *dracul de pădure* (fig. 5.7) *vârtejul* (fig. 5.8), *ciocanul de scos cioate* (fig. 5.9).

Dracul de pădure reprezintă o pârghie ce are la extremități două lanțuri cu cârlig, precum și un lanț care se leagă la buturuga de ancoraj. Vârtejul și ciocanul sunt mânuite pe principiul pârgheii.

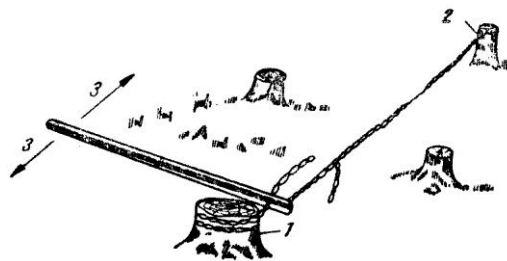


Fig. 5.7. Dracul de pădure acționat cu mâna: 1 – cioată de ancorare; 2 – cioată ce urmează să fie scoasă; 3 – direcția oscilării pârgheii.

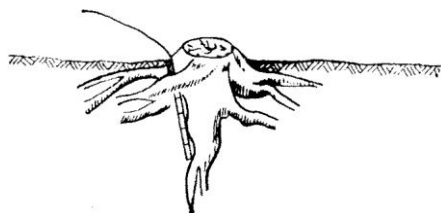


Fig. 5.13. Așezarea explozivului la rădăcini pivotante.

În cazul rădăcinilor superficiale, explozivul se așază sub trunchiul rămas (fig. 8.14).

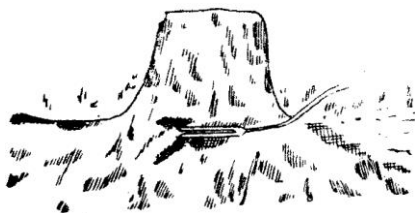


Fig. 5.14. Așezarea explozivului la rădăcini superficiale.

În cazul buturugilor mari se practică mai multe găuri de mină ($d = 3,5$ cm și $h = 60-80$ cm) în jurul buturugii (fig. 8.15), în care se introduce explozivul.

Un bun artificier cu un ajutor pot scoate cu explozivi circa 100 de cioate în 8 ore.

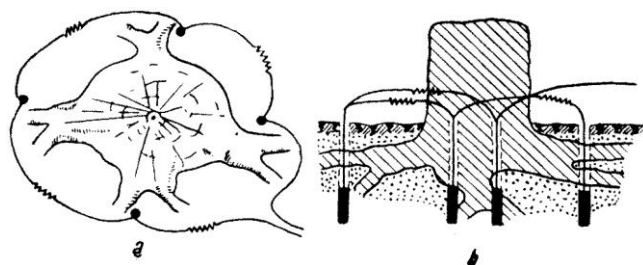


Fig. 5.15. Așezarea explozivului la buturugile mari: a – plan; b – secțiune.

c. Defrișarea tufișurilor și arboretului tânăr

Dacă consistența plantației K_p (raportul dintre suma suprafețelor proiecției orizontale a coroanelor și suprafața totală) este mai mică de 0,1 și $d < 15$ cm, se poate face tăierea manual, cu toporul, sub coletul rădăcinii.

În cazul când $K_p > 0,2$, $d > 15-17$ cm (la esențe tari) și $d = 30-35$ cm (la esențe moi), relieful este plan și terenul este rezistent pentru a suporta utilajul mecanic, se pot folosi mașini speciale de defrișat, ca: KU-60, D-174 A ș.a.

Mașina de tăiat tufișuri D-174 A (fig. 5.16) este construită dintr-un cadru – cu o cormană bilaterală sub formă de pană cu cuțite – montat la un tractor cu șenile S-80.

Cuțitele pot tăia arbuștii și tufișurile ras la nivelul terenului sau de la o anumită înălțime.

Productivitatea Q a mașinii de tăiat tufișuri este în medie de 0,8-1 ha/oră și se poate calcula prin relația:

$$Q = \frac{1000b \cdot v \left(T \cdot K_t - \frac{n_1 \cdot t}{60} \right)}{n} \text{ [m}^3\text{/schimb]} \quad (5.3)$$

în care:

b este lățimea de defrișare, în m ($b = 3,60$);

v – viteza de lucru a defrișorului de tufișuri, în km/oră;

T – numărul de ore pe schimb;

k_t – un coeficient de utilizare a mașinii în timp ($k_t = 0,8-0,95$);

t – timpul necesar pentru o întoarcere la capătul sectorului, în min;

n – numărul de treceri prin același loc ($n = 1-3$);

n_1 – numărul de întoarceri la capătul sectorului.

Cu mașina D-174 A se mai pot face și alte operații: curățirea terenului de cioate și mușuroaie, amenajarea drumurilor în păduri tinere, înlăturarea zăpezii ș.a.

Motocositoarea de mărăcini (fig. 5.17) este folosită atât pe terenurile orizontale cât și pe cele în pantă, pentru defrișarea mărăcinilor și arbuștilor cu $d < 9$ cm; în cazul arbuștilor cu $d > 9$ cm se folosește prin înconjurare.

Tăierea arbuștilor se face de către cuțitul 2 montat pe discul rotativ 1, acționat de motorul 3 (cu explozie în patru timpi). Agregatul are o productivitate de

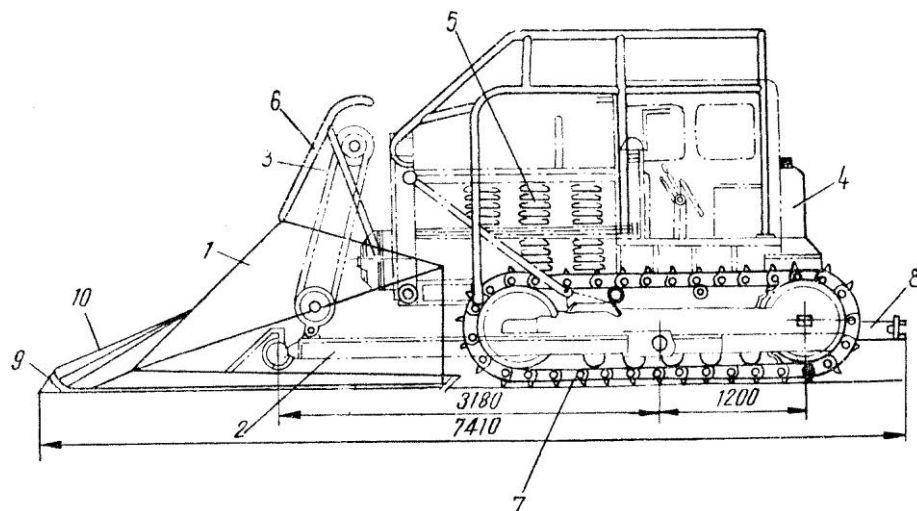


Fig. 5.16. Mașină de tăiat tufișuri D-174 A: 1 – cormană bilaterală; 2 – cadrul de împingere; 3 – dispozitiv de ridicare; 4 – trolul; 5 – motor Diesel; 6 – dispozitiv de susținere; 7 – șenile; 8 – cârlig de remorcă; 9 – schiul cu talpă întoarsă în sus; 10 – pana care ridică trunchiul pe cormană și-l aruncă lateral din drum.

circa 1 ha/schimb, înlocuind astfel munca a 10-15 lucrători.

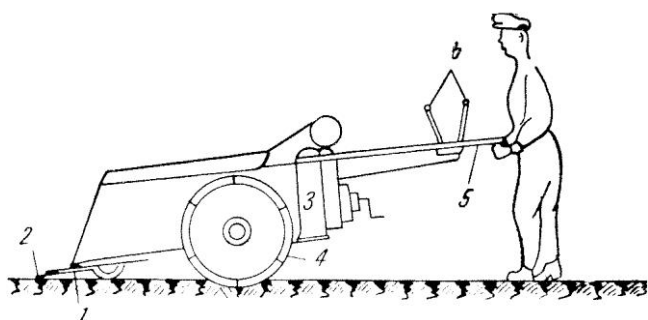


Fig. 5.17. Motocositoarea de mărcini: 1 – disc rotativ; 2 – cuțite tăietoare; 3 – motor; 4 – roți motrice; 5 – pârghii pentru conducere; 6 – manete.

Defrișarea prin zdrobirea vegetației. Se aplică în cazuri rare (vegetație arborescentă izolată, fără căi de transport, unde materialul nu poate fi valorificat) și constă în zdrobirea (tăierea, mărunțirea) vegetației, prin trecerea peste aceasta a unor tăvălugi grei prevăzuți cu cuțite sau colți (fig. 5.18).

Mașina poate defrișa 6-12 ha într-un schimb.

5.2.2. SCOATEREA ȘI ÎNDEPĂRTAREA PIETRELOR

În cazul când pe terenul supus amenajării se găsesc pietre (la suprafață sau îngropate), se impune adunarea și îndepărtarea lor (de cele mai multe ori sunt folosite în amenajările locale: drenaje cu piatră, prize de apă, căderi, guri de evacuare, consolidări de canale etc.).

În figura 5.19 se vede un dispozitiv de scos pietre, montat pe un tractor cu șenile (*Mașina de scos pietre Sosnov*). Productivitatea acestei mașini este egală cu a 30-40 muncitori (un muncitor poate aduna cu brațele 4-6 m³ piatră pe zi). Pietrele scoase sunt împinse (cu buldozerul, când sunt de dimensiuni mari) pe o sanie formată din o foaie de tablă groasă și îndepărtate de pe șantier (fig. 5.20.a); în cazul bolovanilor mai mici se poate folosi direct buldozerul.

Bolovani foarte mari – bucați de stâncă – se scot

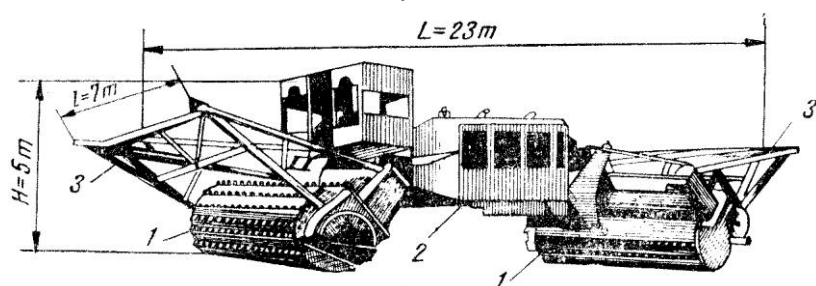


Fig. 5.18. Mașina grea de defrișat prin zdrobire cu tăvălugi: 1 – tăvălugi cu crampoane; 2 – cadru-punte (cu motorul de 600 CP și organele de transmisie); 3 – tampon-pană pentru doborârea arborilor.

cu exploziv, prin sfărâmare (fig. 5.20.b) și se îndepărtează cu buldozerul și sania.

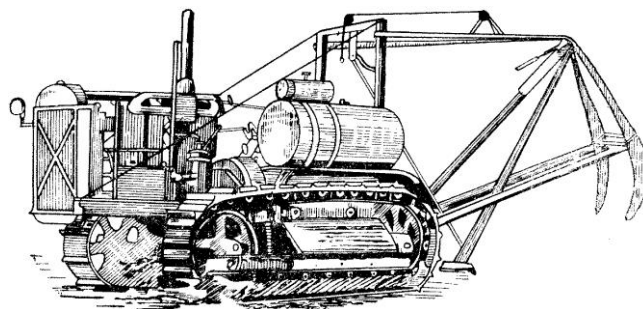


Fig. 5.19. Mașină de scos pietre.

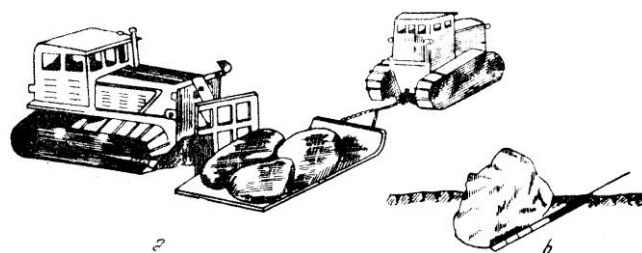


Fig. 5.20. Scoaterea și îndepărtarea bolovanilor mari: a – folosirea buldozerului; b – așezarea explozivului pentru spargerea bolovanului.

5.2.3. ÎNDEPĂRTAREA MUȘUROAIELOR

Pe terenurile înțelenite mușuroaiele pot ocupa până la 7% din suprafață. Ele împiedică destelenirea și îngreuiază răsturnarea brazdei. Mușuroaiele pot fi de origine vegetală (de rogozuri, graminee, mușchi) sau animală (de cârțițe, furnici etc.).

Când mușuroaiele sunt dese, pentru înlăturarea lor se pot consuma până la 150 zile-om/ha. Pentru înlăturarea lor mecanică se folosesc mașinile de defrișat cioate, de cules pietre, mașina de tăiat tufișuri sau freze acționate de tractor, buldozer, greble etc., care au o productivitate de circa 2 ha/zi.

Pentru terenurile în pantă, unde este greu de introdus mașinile grele, Institutul de cercetări pentru mecanizarea agriculturii (I.C.M.A.) a realizat un dispozitiv „rindeaua (gealăul) de pășune” cu tracțiune animală. Acesta este format dintr-un cadru de lemn rigidizat cu 4 traverse și este prevăzut cu cuțite și lamă pentru nivelare.

5.2.4. DESTUFIZAREA

Pe terenurile noi de luncă, distrugerea stufului, papurii și rogozurilor constituie o problemă deosebit de importantă, care influențează în mare măsură eficiența

amenajărilor întreprinse.

Prin destufizare se înlătură (prin tăiere sau ardere) partea aeriană a vegetației, după care se execută o arătură adâncă (60-80 cm) cu plugurile de desfundat, pentru scoaterea rizomilor la suprafață.

Cu o grapă scormonitoare se sfărâmă bulgării și cu greble mecanice se adună rizomii. Pentru ca efectul greblării să fie cât mai eficace, se parcurge terenul de câteva ori pe trasee perpendiculare (în lung și în lat). Operațiile de arătură se repetă de câteva ori la adâncimi de 20-25 cm, după fiecare arătură adunându-se rizomii și rădăcinile. În primii ani după destufizare se cultivă prășitoare cu prașile mai dese, în scopul distrugerii rizomilor.

5.3. MĂSURI AGROTEHNICE, FITOTEHNICE ȘI SPECIALE DE LUARE ÎN CULTURĂ A TERENURILOR DESECAȚE

5.3.1. DEȘTELENIREA TERENURILOR DESECAȚE

Prin deștelenirea terenurilor desecate se înțelege spargerea țelinei și îngroparea în sol a vegetației spontane, în vederea transformării acesteia în humus, printr-un șir de procese biochimice. Aratul țelinei puternic înierbate și cu tufișuri se face cu pluguri de tufișuri mono- și tribrăzdate (fig. 5.21).

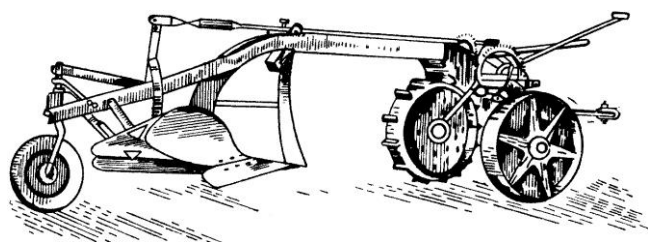


Fig. 5.21. Plug monobrazdar pentru defrișare.

Dacă țelina nu este groasă, aratul se poate face cu plugul cu ante-trupă (fig. 5.22).

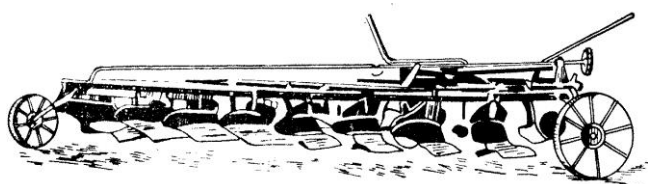


Fig. 5.22. Plug de tractor polibrazdar cu antetrupe.

După ce s-a executat deștelenirea propriu-zisă a terenurilor desecate, suprafața respectivă se lucrează cu frezele și cu cultivatoarele cu discuri. Piesa activă a frezei este tamburul cu cuțite și gheare (fig. 8.23).

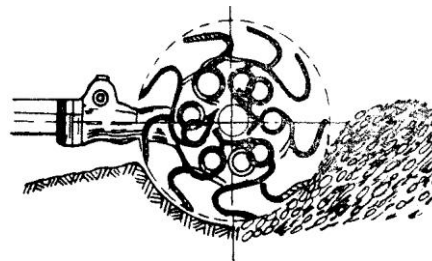


Fig. 5.23. Schema de lucru a frezei.

Datorită turației tamburului (până la 180 rot/min), cuțitele și ghearele taie și sfărtecă țelina, o rup și o împrăstie în bucăți, astfel că toamna, după lucrarea solului, se realizează un strat de pământ mărunțit de 8-15 cm, iar primăvara, după a doua lucrare, adâncimea stratului atinge 12-18 cm. După lucrarea solului cu freza se produce o descompunere mai rapidă a țelinei decât după plug. Fărâmițarea brazdelor de țelină se face, de obicei, cu grapa cu discuri. Pe solurile turboase se mai aplică și tăvăluguri cu tăvălugi grei umpluți cu apă, cu o presiune de 0,30-6,35 kg/cm² (fig. 5.24).

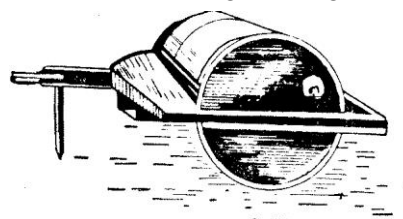


Fig. 5.24. Tăvălug neted cu încărcătură cu apă.

Deștelenirea terenurilor desecate grăbește transformarea țelinei în sol cultivabil; aceasta micșorează umiditatea solului și îmbunătățește aerisirea solului.

5.3.2. ÎNGRĂȘAREA, AMENDAREA ȘI MĂSURI FITOTEHNICE ȘI SPECIALE DE LUARE ÎN CULTURĂ A TERENURILOR DESECAȚE

– Aplicarea de îngrășăminte și amendamente pe terenurile desecate sunt obligatorii. Amendarea solului cu piatră de var micșorează aciditatea, ajută la gruparea particulelor de sol în agregate, grăbește mobilizarea substanțelor nutritive, sporește solubilitatea compușilor greu solubili. Aplicarea amendamentelor se face, de obicei, pe mlaștinile înalte și acide, o dată la 6-9 ani.

– În primii 3-4 ani de la luarea în cultură a mlaștinilor, când turba este puțin mineralizată, se administrează îngrășăminte cu azot culturilor de: ovăz, ierburi, rădăcinoase și legume, sub formă de îngrășăminte minerale.

– Îngrășarea cu gunoi de grajd se face în doze de 10-12 tone la ha, în primii 2 ani de cultură, pe mlaștinile joase, pentru a se asigura îmbogățirea solului cu microorganisme; pe mlaștinile înalte, îngrășarea cu

gunoi se aplică și în anii următori, în doze de 20-40 tone/ha.

– Acumularea progresivă a resturilor vegetale nedescompuse în sol nu este de dorit și de aceea, după ce au fost executate lucrările hidrotehnice de desecare și s-a făcut deștelenirea terenurilor desecate, este necesar să se aplice măsuri care să grăbească mineralizarea materiei organice acumulate; pentru aceasta se cultivă plante agricole anuale.

După câțiva ani se pot cultiva și plante furajere perene.

– În cazuri rare, și anume pe mlaștinile înalte de tranziție, se adaugă stratului arabil al solului de turbă o cantitate de circa 100-400 m³ de rocă-mamă la hectar; tot atât de rar se obișnuiește să se facă acoperirea stratului de turbă cu un strat de nisip de 10-12 cm grosime. Fundul carierelor de turbă se acoperă cu materialul rezultat din descoperirea acesteia, se fertilizează cu compost și se aplică amendamente cu calciu, obținându-se astfel un sol fertil.

5.4. NIVELAREA TERENURILOR PENTRU IRIGAȚII ȘI DESECĂRI

5.4.1. NECESITATEA NIVELĂRII

Pentru realizarea rațională a lucrărilor hidroameliorative ce au scopul să regleze regimul de apă în sol (irigații-desecări), una din importante probleme este nivelarea terenurilor cu microrelief neregulat. Pe terenurile nenivelate, umezirea și uscarea se fac neuniform, ceea ce condiționează o dezvoltare și coacere neuniformă a culturilor. La udări se constată o repartitie mare de apă în depresiuni, lucru ce duce la răcirea solului și la asfixierea plantelor (pericol de înmlăștinare), iar pe terenurile ridicate (grinduri, movile etc.) la o umezire insuficientă, la ridicarea sărurilor, deci pericol de salinizare.

De asemenea, terenurile nenivelate duc la o repartitie neuniformă a îngrășămintelor, cât și la o folosire insuficientă a amenajărilor. Prin nivelare se evită aceste dezavantaje, realizându-se în același timp brazde lungi ce pot ajunge până la 200-500 m și economie de terasamente la construirea canalelor, în sensul că acestea fiind prevăzute a se construi cu o pantă paralelă cu panta terenului vor avea pe tot traseul aproximativ aceeași înălțime; de asemenea se pot realiza economii la lucrările de artă necesare traversării denivelărilor, cât și o exploatare mecanizată rațională a terenurilor amenajate.

Nivelarea trebuie privită sub două aspecte: în funcție de culturile irigate și în funcție de metoda de udare folosită. Astfel, pe terenurile ocupate cu orez

(orezării), nivelarea are rolul de a duce la realizarea unor parcele orizontale, iar în restul amenajărilor de irigații, nivelarea are rolul de a duce la realizarea unor sectoare de udare cu suprafețe plane și cu o pantă continuă, cât mai apropiată de panta terenului.

În cele ce urmează se va analiza numai a doua categorie de nivelări: „*Nivelarea terenurilor cu o pantă oarecare*”, amenajate în scopul irigațiilor celorlalte culturi agricole, folosind metodele de irigație și de udare cunoscute, ca și pe terenurile amenajate prin desecare. Incontestabil că atenția cea mai mare trebuie acordată nivelării terenurilor udare prin brazde sau fâșii, fără însă a neglija nivelarea terenurilor irigate prin aspersiune, care reclamă o nivelare mai redusă, însă suficientă pentru a preveni dezavantajele arătate la început. O nivelare a terenurilor amenajate pentru irigații prin aspersiune va permite ca udările de aprovizionare, care se dau cu norme mari de udare, să se facă tot pe brazde.

Darea în exploatare intensă a terenurilor amenajate, implică două categorii de nivelări, diferențiate funcție de momentul efectuării lor, cât și funcție de volumul de terasamente deplasate: *nivelarea inițială*, *capitală* sau *constructivă*, care se face în baza unui proiect inclus în proiectul de execuție, și *nivelarea curentă* sau *de exploatare*, care se execută anual.

5.4.2. PRINCIPII GENERALE

În tehnica nivelării se pot aplica diverse metode, ca: metoda traverselor, cu nivelare în două pante (bilanțul de lucrări pe traverse); metoda de nivelare în plan înclinat, cu o singură pantă (metoda suprafețelor ponderate); metoda nivelării pe profil (aliniament pe direcția de udare); metoda suprafețelor medii ș.a.

În funcție de metodele de irigare și udare, de precizia udării, se pot adopta diferite procedee; cele mai folosite în irigații și desecări vor fi prezentate în cele ce urmează.

– *Metoda traverselor* se aplică în special pentru nivelarea în două pante (longitudinal și transversal); se aplică cu prioritate în sectoarele amenajate pentru udare pe brazde și folosind conducte flexibile. Se poate aplica însă și la nivelarea cu o singură pantă.

– *Metoda de nivelare în plan înclinat cu o singură pantă* (în direcția udării), se aplică cu prioritate în sectoarele amenajate pentru udarea prin revărsare (fâșii, spinări), unde precizia nivelării trebuie să fie mare pentru a asigura scurgerea apei în coloană uniformă pe întreaga suprafață a fâșiei. În acest scop se folosește metoda suprafeței de influență în funcție de ponderea punctelor din caroi.

– *Metoda nivelării pe profil* – aliniament pe direcția udării – fiind destul de expeditivă, se execută concomitent cu măsurătorile pe teren.

Fiecare din cele trei metode de nivelare, indicate mai sus, se poate adopta și la nivelarea într-o pantă și la nivelarea în două pante – prin unele modificări ale tabelelor de calcul. În cadrul oricărei metode de nivelare trebuie să se țină seama de o serie de recomandări generale și comune:

- Nivelarea se proiectează și se execută pe baza caracteristicilor de sol care determină adâncimea limită de săpat (5-20 cm).

- Planul de situație pentru proiectare se întocmește la scara 1:1.000 sau 1:2.000, în funcție de densitatea punctelor ridicate (20-25 m). Planul de situație va trebui să cuprindă toate formele de relief pronunțate (canale, diguri, gropi, grinduri etc.).

- Nivelarea se face în interiorul suprafețelor deservite de canalele provizorii de irigație. La faza de proiect de ansamblu P.A., nivelarea va fi prevăzută pe bază de indici în funcție de situația orografică, fără măsurători topografice speciale; se folosesc în acest scop planurile de situație întocmite pentru P.A.

- La faza de proiect de execuție P.E. pentru întreaga suprafață se va aprecia volumul de terasament pentru nivelare tot pe bază de indici, dar stabiliți de această dată prin calcul pe zone caracteristice, ce reprezintă 5-15% din suprafața de nivelat (procentul scade cu creșterea suprafeței).

În cazul existenței pe suprafața irigabilă Ω ha a mai multor zone diferențiale prin pantă și microrelief Ω_i ha cu indici medii diferiți ($v_i - m^3/ha$), se stabilește un indice mediu ponderat $V_{ha} - m^3/ha$ pe întreaga suprafață, prin:

$$V_{ha} = \frac{\sum \Omega_i V_i}{\Omega} [m^3/ha] \quad (5.4)$$

Planul de nivelare trebuie să asigure pe profile de nivelare un bilanț al terasamentelor, cu distanțe minime de transport, precum și materialul necesar altor lucrări din sectorul respectiv (canale în rambleu, drumuri etc.).

Ca execuție, *nivelarea se organizează pe trei faze*: execuția nivelării grosiere (gropi, șanțuri, mame-loane irigabile); execuția nivelării capitale pe profile; finisarea nivelării.

Toleranța admisă între cota proiectată și cea executată este de ± 3 cm pe terenurile cu $I < 2,5\%$ și de ± 5 cm pe terenurile cu $I > 2,5\%$.

5.4.3. METODE DE NIVELARE FOLOSITE ÎN IRIGAȚII ȘI DESECĂRI

5.4.3.1. Metoda traverselor, cu nivelare în două pante

Limitele de nivelare sunt suprafețele cuprinse între canalele provizorii de irigație *cpi*; proiectarea ni-

velării se face pe traseul traverselor care se duc perpendicular pe sensul de scurgere al apei, și anume:

- pentru suprafețele cu amplasarea rețelei provizorii de irigații după schema longitudinală, proiectarea nivelării se face în cadrul suprafețelor limitate de traseele canalelor provizorii de irigații (fig. 5.25), traversese ducându-se perpendicular pe acestea;

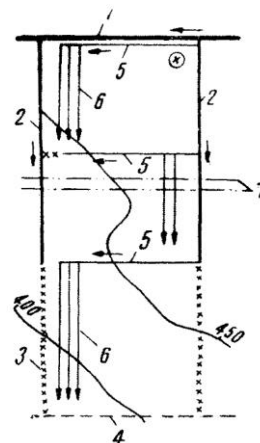


Fig. 5.25. Proiectarea traverselor în cadrul schemei longitudinale: 1 – canal distribuitor de sector; 2 – canal provizoriu de irigație; 3 – canal terminal; 4 – canal colector de sector; 5 – rigole; 6 – brazde; 7 – traverse.

- pentru suprafețele cu amplasarea rețelei provizorii de irigație după schema transversală, proiectarea nivelării se face în cadrul porțiunilor izolate, limitate de lungimea canalului provizoriu de irigație și lățimea de 100-200-500 m (lungimea brazdelor) ca în figura 5.26.

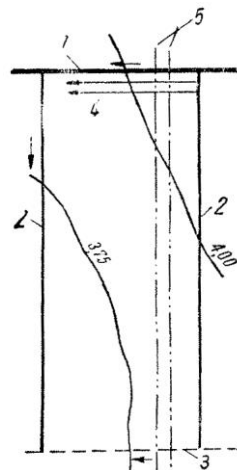
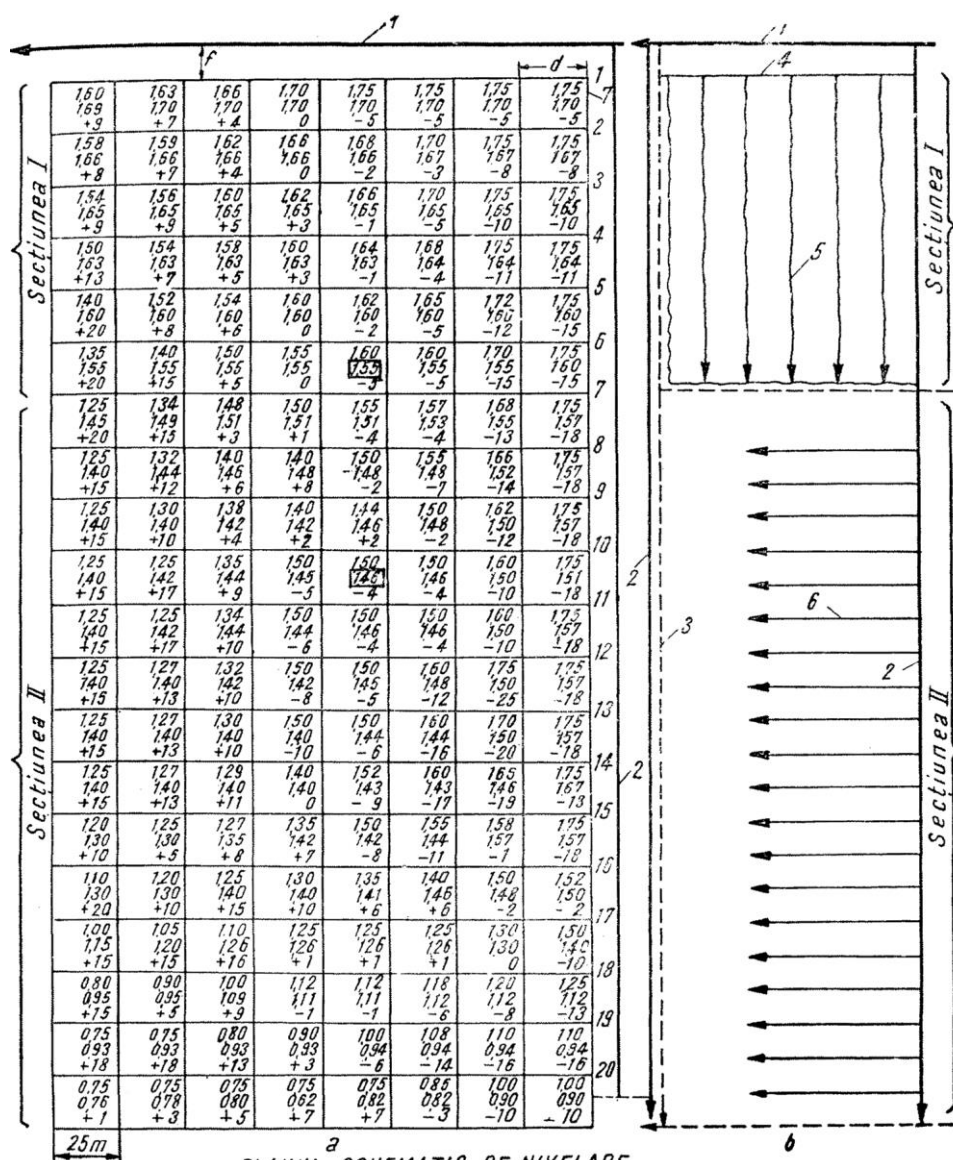


Fig. 5.26. Proiectarea traverselor în cadrul schemei transversale: 1 – canal distribuitor de sector; 2 – canal provizoriu de irigație; 3 – canal colector de sector; 4 – brazde; 5 – traverse.

Calculule se fac pe lungimea traverselor, amplasate în planul schematic de nivelare (fig. 5.27) paralel cu una din laturile rețelei de caroiaj și perpendicular pe direcția de scurgere a apei (perpendicular pe direcția brazdelor).



PLANUL SCHEMATIC DE NIVELARE

a - planul cu cotele de nivelare

b - schema de udare corespunzătoare planului a

Secțiunea I $\begin{cases} I_{\text{long}} = 1,8\% \\ I_{\text{tr}} = 0 \\ \text{zona de execuția fîșiiilor} \\ \text{alimentate din rigoiă, deci} \\ \text{numai cu pantă longitudinală} \end{cases}$ Secțiunea II $\begin{cases} I_{\text{long}} = 1,8\% \\ I_{\text{tr}} = 1\% \\ \text{zonă de execuția brazdelor} \\ \text{deci cu două pante} \end{cases}$

$$I_{\text{Long}} = \frac{\Delta h}{L} = \frac{1,75 - 0,85}{25 \times 20} = 0,0018$$

1 - Canal distribuitor de sector; 2 - canal provizoriu de irigație; 3 - canal de evacuare;
4 - rigolă de irigație; 5 - Fîșii de udare; 6 - brazde de udare; 7 - traverse

Fig. 5.27. Planul schematic de nivelare

Prima operație este calculul cotei medii

$$H_m = \frac{\sum h}{n} \text{ pentru fiecare traversă, rezultatele centra-}$$

lizându-se într-un tabel de forma 5.1.

Șirul cotelor medii rezultate (col. 2) conduce la stabilirea pantei longitudinale medii a suprafeței

$I = \frac{\Delta h}{L}$. Dacă cotele medii prezintă un șir consecutiv descendent, atunci aceste cote sunt rotunjite la centi-

metru și trecute în col. 3, devenind cote medii proiectate H_{pr} ; în caz contrar, se face rectificarea cotelor medii de pe traverse.

Cotele medii proiectate (col. 3, tab. 5.1) servesc ca bază pentru transmiterea pantei pe direcția traverselor.

Pentru terenurile cu pantă transversală nepronunțată, suprafața în direcția traverselor se poate considera ca orizontală; în acest caz, pentru toate punctele traversei se iau cote egale cu cota medie proiectată H_{pr} , ca de exemplu traversele de la 1 la 7 (v. fig. 5.27). În acest caz este indicată adoptarea soluției de udare pe fâșii, când se realizează planuri înclinate numai cu o singură pantă (v. fig. 5.27, secțiunea I). Pentru traversele cu pantă transversală ceva mai pronunțată se trec cotele pe traverse de așa manieră încât să se obțină o pantă proiectată cât mai apropiată de panta inițială a terenului.

Pentru păstrarea bilanțului de lucrări, la proiectarea pantei transversale, cotele proiectate trebuie (col. 3, tab. 5.1) să reprezinte media cotelor proiectate pe traversa respectivă. De exemplu, pentru traversa nr. 10, cu o pantă de 1‰, avem:

$$(1,40 + 1,42 + 1,44 + 1,45 + 1,46 + 1,46 + 1,50 + 1,57) / 8 = 1,46 \text{ mm}$$

Un procedeu simplu de proiectare a pantei transversale este următorul: cota medie proiectată se trece în mijlocul traversei (v. fig. 5.27 traversa 10), la care se adaugă sau se scade consecutiv diferența între cotele a două puncte alăturate corespunzător pantei impuse ($\Delta h = I \cdot L$).

După proiectarea pantei longitudinale și transversale pentru fiecare punct al traversei se determină valoarea Δh , a săpăturilor (-) și umpluturilor de sol (+) cu ajutorul relației:

$$C_{pr} - C_t = \pm \Delta h_t$$

în care:

C_{pr} este cota proiectată;

C_t – cota terenului în acel punct.

Valorile rezultate în centimetri sunt trecute cu semnul corespunzător în planul schematic de nivelare sub cotele proiectate. Ulterior se calculează suma umpluturilor și a săpăturilor pe fiecare traversă, completându-se în tabelul 5.1 col. 4 și 5.

Tabelul 5.1. Tabel pentru calculul terasamentelor necesare nivelării

Nr. trav. col. 1	H_{med} (m) col. 2	H_{pr} (m) col. 3	Umplutură (+cm) col. 4	Săpătură (-cm) col. 5	Observații col. 6
Zona I-a	1	1,70	1,70	20	20
	2	1,66	1,66	19	20
	3	1,65	1,65	26	26
	4	1,63	1,63	28	27
	5	1,60	1,60	34	34
	6	1,55	1,55	40	40
			167	167	
Zona a II-a	7	1,51	1,51	39	39
	8	1,48	1,48	41	41
	9	1,46	1,46	33	32
	10	1,46	1,46	41	41
	11	1,46	1,46	42	42
	12	1,49	1,45	48	69
	13	1,48	1,44	38	70
	14	1,46	1,43	39	63
	15	1,43	1,42	30	38
	16	1,34	1,41	70	14
	17	1,21	1,26	49	10
	18	1,07	1,07	29	29
	19	0,93	0,93	52	52
			564	563	
	Σ	28,39	28,39	731	730

$$I_{pr} = 1,8\% \quad \Delta h = 1 \text{ cm}$$

Corectitudinea calculelor se verifică pe fiecare traversă cu relațiile:

$$(H_{pr} - H_{ter})n = H_{umplut} - H_{săp}$$

sau

$$(H_{ter} - H_{pr})n = h_{săp} - h_{umplut}$$

unde:

H_{pr} este cota medie proiectată a traversei de verificat;

H_{ter} – cota medie a terenului pentru traversa de verificat;

n – numărul punctelor de pe traversă;

h_{umplut} – suma umpluturilor pe traversă;

$h_{săp}$ – suma săpăturilor pe traversă.

În planul de execuție al nivelării, delimitarea

zonelor de săpătură și umplutură se indică prin linii curbe (fig. 5.28).

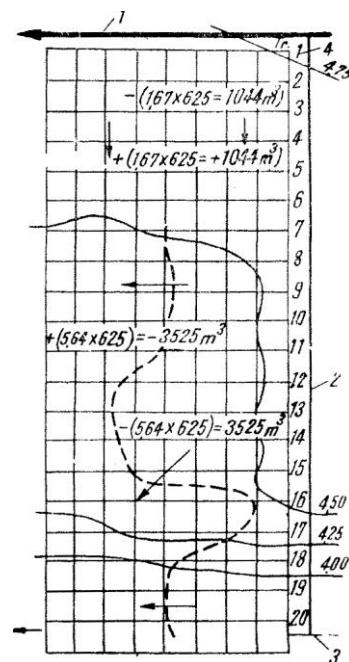


Fig. 5.28. Planul de execuție al nivelării: 1 – canal distribuitor de sector; 2 – canal provizoriu de irigație; 3 – canal colector de sector; 4 – traverse.

Volumul de nivelare se determină cu relația:

$$V = \frac{h_{săp} + h_{umplut}}{2} \cdot \omega \quad V =$$

în care:

ω este suprafața careului elementar ($25 \times 25 = 625 \text{ m}^2$)

În exemplul citat, volumul de terasamente pentru suprafața de 10 ha ($20 \times 25 + 8 \times 25$) este:

$$V = 625 \frac{7,31 + 7,30}{2} = 4.569 \text{ m}^3$$

$$V / ha = \frac{4569}{10} = 457 \text{ m}^3/ha.$$

5.4.3.2. Metoda de nivelare în plan înclinat cu o singură pantă (metoda exactă a suprafețelor ponderate)

Se aplică, cum s-a menționat, în cazul când trebuie să se realizeze un plan înclinat cu pantă continuă în sens longitudinal $I_{long} = 1 \div \max 10\%$ și cu $I_{tr} = 0$, la udarea prin revărsare (în special).

Pentru a rezulta egalizare între săpătură și umplutură este necesar a se urmări panta generală a terenului.

Operațiile de teren (măsurătorile topometrice) și calculele sunt asemănătoare proiectării nivelării la orezării: se pichetează terenul pe care se face nivelmentul geometric, cu carouri de $25 \times 25 \text{ m}$ sau $20 \times 20 \text{ m}$; se

calculează cotele punctelor (colțurile caroiajului); se determină cota medie ponderată C_{md} a parcelei; se face diferența de nivel h_i între latura de sus și de jos a parcelei, corespunzător pantei necesare; se calculează cota medie definitivă C_{mp} pe fiecare latură a caroiajului, astfel ca să rezulte o suprafață plană și înclinată cu panta necesară; se face diferența de nivel h dintre cota medie definitivă și cota fiecărui punct al caroiajului; se determină suprafața de influență a fiecărui punct; se calculează volumul de terasament care trebuie deplasat pentru nivelare (exemplu – v. *Trasarea lucrărilor de îmbunătățiri funciare*, pag. 150, ing. M. Rădulescu, Edit. Agro-Silvică, 1963).

5.4.3.3. Metoda nivelării pe profile (aliniament pe direcția de udare)

Se aplică mecanizat pe suprafețe mari, cu măsurători și calcule simple și cu o schemă de execuție ce permite deplasarea utilajelor pe laturile lungi ale parcelelor, cu minimum de întoarceri.

Pe planul de situație se trasează rețeaua de ali-

mentare și evacuare, precum și direcțiile de udare; pichetarea se face în interiorul sectorului în caroiaje cu $l=20$ sau 25 m, axa – baza caroiajului – fiind perpendiculară pe direcția udării (fig. 5.29) (metoda și exemplul după I.D.I. – 63 C.S.A.).

Proiectarea se face pentru fiecare profil, începând cu cel de la extremitatea de sus în ideea compensării terasamentelor pe profil. Se admite la compensare o depășire a volumului de umplutură față de cel de săpătură cu 10-15%, pentru tasări. În acest caz se urmărește nivelarea în limite optime de transport – pe lungimi de maximum 200 m pe profil; de aici rezultă o nivelare cu pantă variabilă, însă directă (fig. 5.30).

Metoda se poate aplica pentru irigații sau desecări care nu cer o riguroasă nivelare în scopul realizării unei pante uniforme pe toată lungimea profilului (respectiv brazdei); se indică această metodă pentru aspersiune și desecare.

Sub profil, în dreptul fiecărui punct, se înscrie – sub formă de fracție h_s (adâncimea de săpătură) sau h_u (umplutură) – la numărător – și distanța pe care o influențează d_i în lungul profilului – la numitor – v. fig. 8.30.

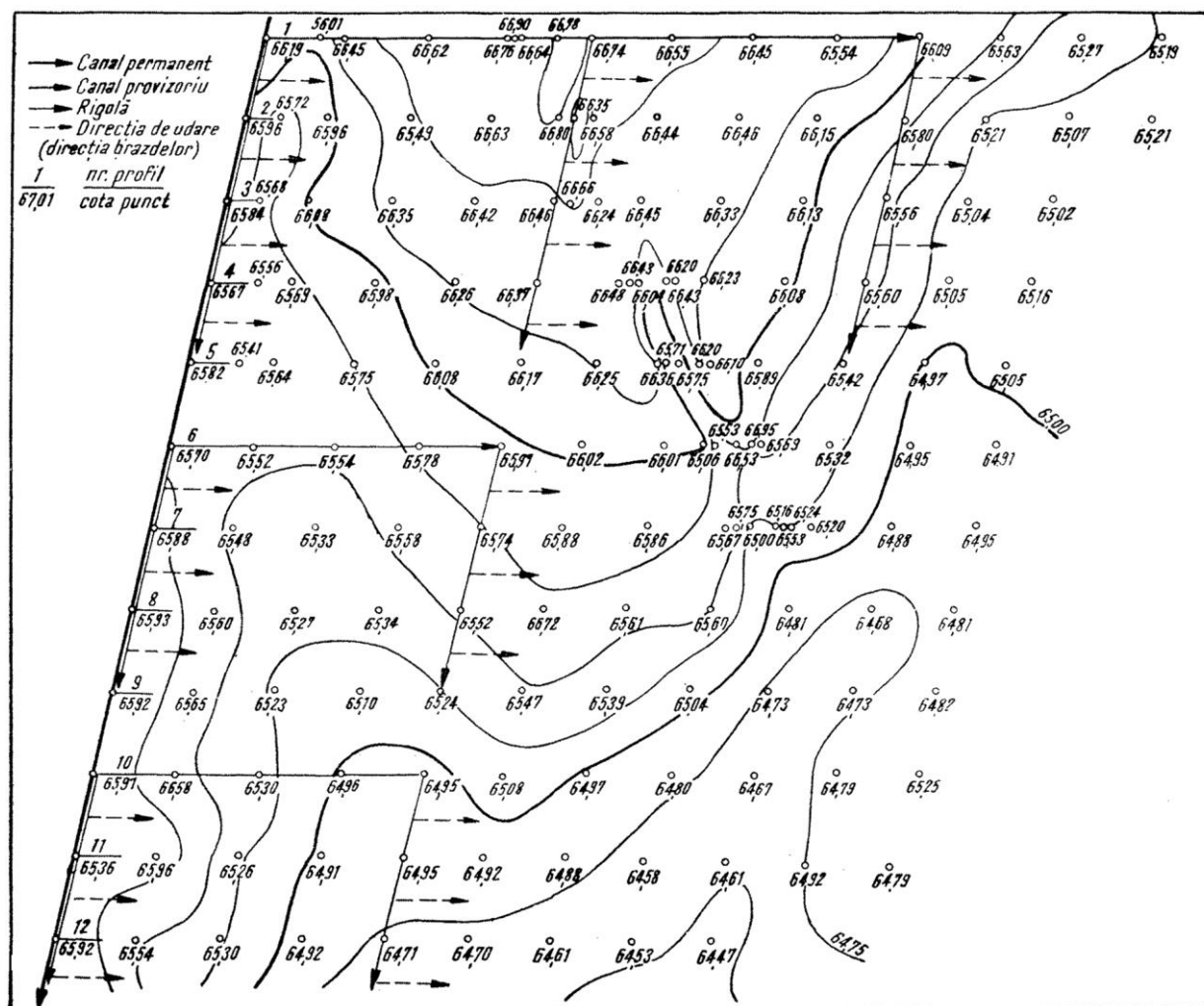
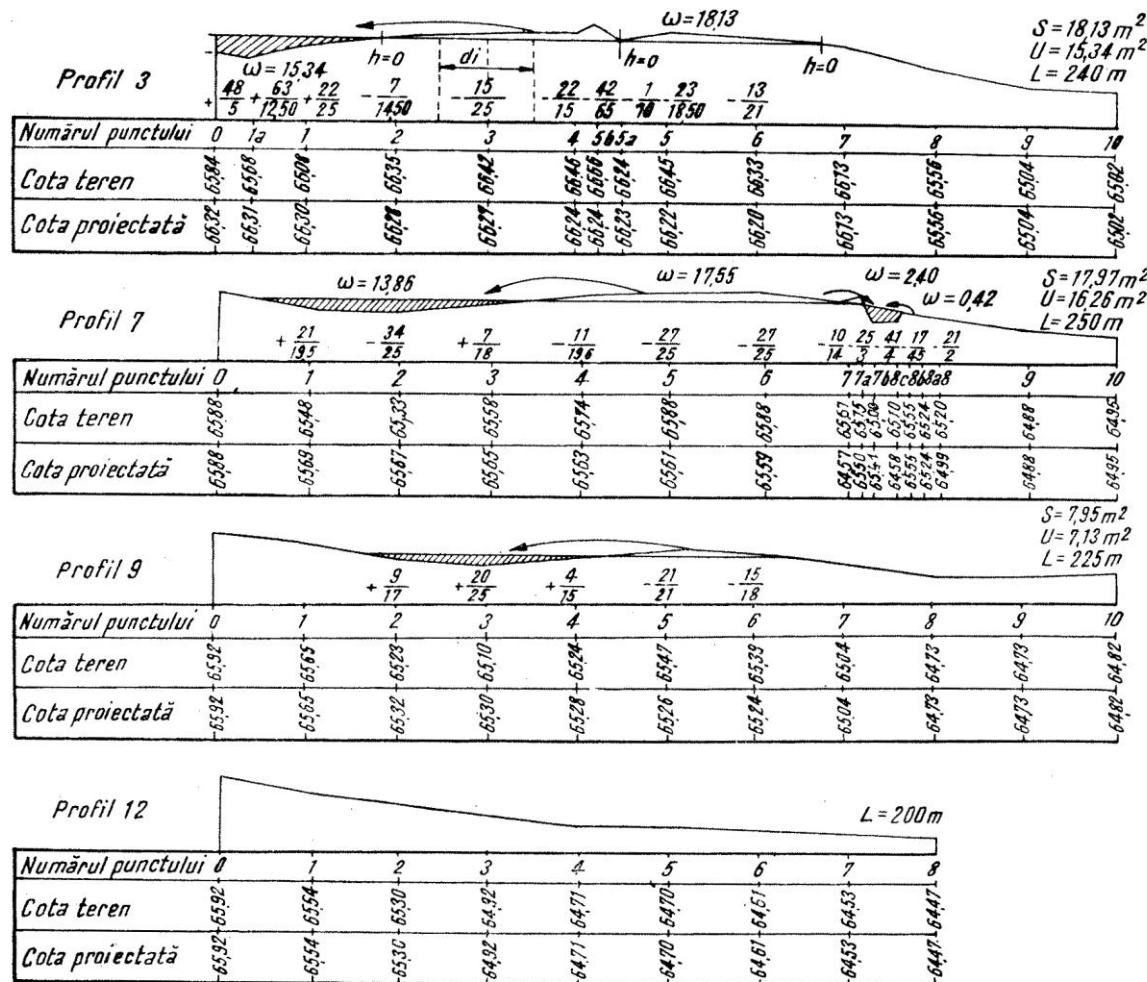


Fig. 5.29. Plan de situație, exemplu de calcul. Scara 1:1000.

PROFILE LONGITUDINALE — ÎN DIRECȚIA UDĂRII

Exemplu de calcul



nr. profil	Ss Su (m ²)	d (m)	Vs Vu (m ³)	Volum săpătură Volum umplutură repartizat pe distanța de transport m ³				S al (ha)	Lcp (m) Vs (m ³)
				50 m	100 m	200 m	300 m		
1	2	3	4 Se obține din 2x3	5	6	7	8	9	10
1	14,39 1240	25	360 310	—	360 310	—	—	0,65	200 36
2	21,01 1875	25	525 463	—	525 463	—	—	0,60	—
3	18,13 1534	25	453 383	—	—	453 383	—	0,60	—
4	23,72 2115	25	593 529	—	593 529	—	—	0,53	—
5	23,95 2073	25	599 503	—	599 503	—	—	0,33	—
6	13,67 1715	25	492 429	—	492 429	—	—	0,63	—
7	17,97 1526	25	449 406	—	449 406	—	—	0,63	—
8	11,40 996	25	285 249	—	285 249	—	—	0,56	—
9	7,95 713	25	199 178	—	199 178	—	—	0,56	—
10	2,33 201	25	58 50	—	58 50	—	—	0,50	100 18
11	1,68 101	25	42 25	—	42 25	—	—	0,44	—
12	—	25	—	—	—	—	—	0,50	—

Ss suprafața săpătură

Su suprafața umplutură

d distanța între aliniamente

Vs volum săpătură

Vu volum umplutură

S al Suprafața pe aliniament

Lcp lungimea canalului provizoriu

Vs volum săpătură, executată cu plug terasier

Fig. 5.30. Planul nivelării.

Deoarece se lucrează grafic, se recomandă folosirea unor scări corespunzătoare: $Sc L = 1:1.000 - 1:500$ și $Sc I = 1:100 - 1:50$.

Distanța de influență d_i se calculează ca sumă a semidistanțelor dintre punctul care se calculează și punctele din dreapta și stânga sa (dacă au același semn) sau până la punctul $h = 0$. Suma tuturor secțiunilor de săpătură și umplutură se înscrie în dreapta profilului, ca și lungimea acestuia (de exemplu la profil 3: $S = 18,13 \text{ m}^2$, $U = 15,34 \text{ m}^2$, $L = 240 \text{ m}$).

Volumul terasamentelor pe profile se calculează și însumează în tabelul din planul nivelării (v. fig. 8.30), dreapta.

5.4.4. PROBLEME DE EXECUȚIE ȘI UTILAJE FOLOSITE ÎN NIVELARE

5.4.4.1. Nivelarea capitală

Se execută mecanic cu utilaje corespunzătoare celor trei faze (nivelarea grosieră, nivelarea propriu-zisă și finisarea nivelării) și volumului de terasament.

Nivelarea grosieră și nivelarea propriu-zisă se execută cu screpere și buldozere, iar finisarea nivelării se face, în principal, cu gredere.

La finisajul nivelării se pot folosi și nivelatoarele – proprii nivelării de exploatare – după cum în nivelarea de exploatare se pot folosi și grederile. În cele ce urmează se vor menționa caracteristicile utilajelor proprii fiecărei faze de nivelare; astfel, pentru nivelarea capitală: screperile, buldozerele și grederile.

Productivitatea tehnică a screperului ($P - \text{m}^3/\text{oră}$) în pământ compact se află cu relația:

$$P_{\text{oră}} = \frac{3600}{T_c} \cdot q \cdot K_u \cdot K_r \quad (5.5)$$

în care:

T_c este durata ciclului total (s);

q – capacitatea geometrică a cupei (m^3);

K_u – coeficient de umplere;

K_r – coeficient de reducere a volumului pământului din cupă la pământ compact (0,89 – pământuri nisipoase, 0,82 – coezive, 0,77 – lutoase).

Schema de lucru a screperelor la nivelare se alege astfel încât numărul de întoarceri să fie minim, iar deplasarea să se facă în linie dreaptă – excavând în locurile ridicate și depunând în locurile joase (fig. 5.31).

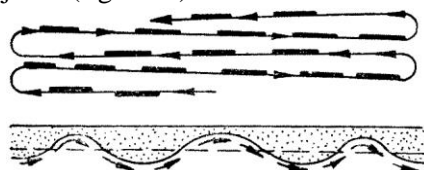


Fig. 5.31. Schema de nivelare a terenurilor cu screperul.

Schema în linie dreaptă se aplică în cazul alternării ridicăturilor cu depresiunile.

Instrucțiunile tehnice ale C.S.A. (I.D. 1-63) recomandă executarea nivelării după schema prezentată în figura 5.32.

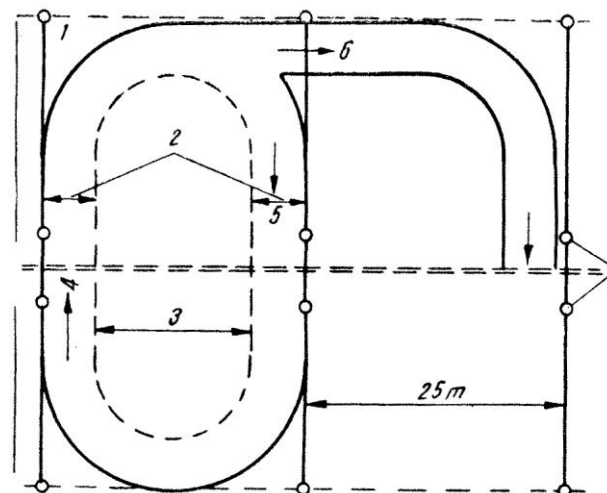


Fig. 5.32. Schema privind execuția nivelării. Vedere în plan: 1 – balize; 2 – zonă executată inițial; 3 – zonă executată în final; 4 – dus; 5 – întors; 6 – ieșire din parcelă.

Deplasarea screperelor se face liniar, paralel cu latura lungă, între două balize. Balizele – fixate lângă țărșii carioajului de nivelment – au o înălțime de 1,5-2 metri și au la partea superioară o placă (400/200/3 mm) colorată în negru (pentru săpături) sau alb (pentru umpluturi); cifrele ce indică h_s sau h_u se scriu de minimum 15 cm pentru a putea fi ușor observate de mecanici.

Nivelarea se recepționează pe parcurs, periodic, prin verificări nivelitice. Pentru distanțe de deplasare până la 100 m și cu adâncimi mici de săpare este recomandabil screperul hidraulic D-183 B (fig. 5.33) – cu descărcare liberă înainte și manevrare dependentă; motoscreperul pe pneuri sau pe șenile ș.a.

Screperul hidraulic „Steaua Roșie” – producție românească – prezintă o serie de avantaje: este tractat

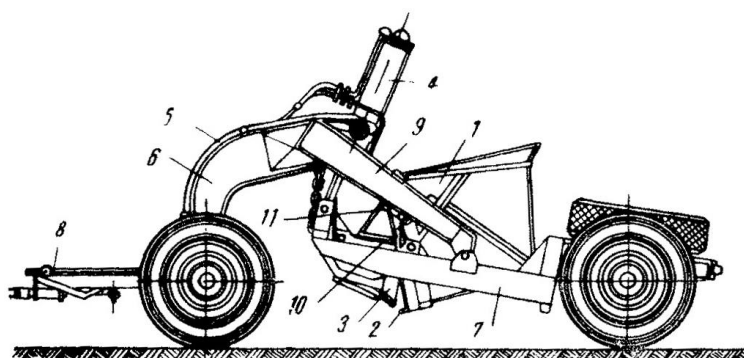


Fig. 5.33. Screperul hidraulic D-183 B: 1 – cupa; 2 – cuțitul cupei; 3 – capacul cupei; 4 – cilindrul hidraulic; 5 – conducte de ulei; 6 – cadrul din față; 7 – cadrul din spate; 8 – proțap; 9 – cadrul înclinat; 10 – cercei; 11 – articulații.

de tractorul universal și are capacitatea de $1,5 \text{ m}^3$, putând fi astfel la îndemâna gospodăriilor, și folosit bine pe terenuri înguste.

În figura 5.34 se vede screperul D-217 cu capacitatea de $1,5 \text{ m}^3$ remorcat de tractor.

Screperele se organizează în brigăzi de 3-6, în funcție de lungimea profilelor și volumul de terasament pe profil.

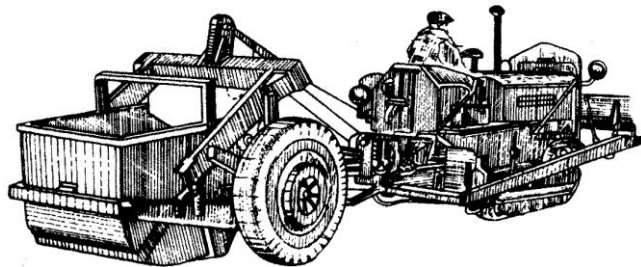


Fig. 5.34. Screper D-217 remorcat de tractorul KD-35 prevăzut cu dispozitiv de buldozer.

Productivitatea tehnică a buldozerului. La lucrările de nivelare se exprimă în m^2 suprafața nivelată (S):

$$S = L(b \sin \alpha - 0,5) \quad (5.6)$$

în care:

b este lungimea lamei (m);

α – unghiul de fixare a lamei cu direcția mișcării

(grade);

L – lungimea porțiunii nivelate într-un ciclu (m).

Productivitatea pe oră la nivelare se află cu:

$$P_{\text{oră}} = \frac{3600L(b \sin \alpha - 0,5)}{n \left(\frac{L}{V} + t_i \right)} \quad [\text{m}^2/\text{oră}] \quad (5.7)$$

în care:

n este numărul trecerilor pe un loc (1-2 treceri; trecerea nouă a buldozerului trebuie să acopere trecerea precedentă cu 0,25-0,50 m);

t_i – timpul consumat pentru întoarcere (s);

V – viteza de lucru (m/s);

L – lungimea terenului nivelat într-o trecere.

O largă folosire la nivelarea pământului de categorie I, II, III, o are buldozerul hidraulic românesc „Steaua Roșie” (fig. 5.35) pe tractor universal.

Pentru operații mai complete (scarificare și nivelare) se poate folosi și buldozerul scarificator (fig. 5.36).

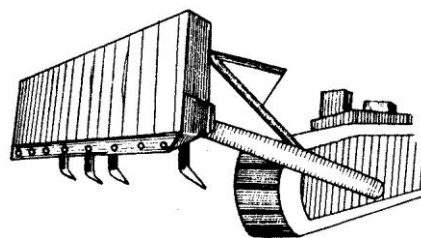


Fig. 5.36. Buldozer scarificator.

Dinții fiind fixați în capul unei tije curbate, care culisează și pivotează în montura de oțel sudată în spatele lamei, pot să se ridice automat când buldozerul merge înainte cu lama înfaptă și scarifică (coborând) când buldozerul merge înapoi.

Productivitatea grederelor se determină prin relația:

$$P = \frac{T_s \cdot K_t - 2nt_i}{2 \left(\frac{n_1}{v_1} + \frac{n_2}{v_2} \right)} \quad (5.8)$$

în care:

P este productivitatea pe schimb (ore);

T_s – durata schimbului de lucru (ore);

K_t – coeficientul de utilizare a timpului;

n – numărul total de treceri pentru executarea profilului dat;

t_i – timpul necesar pentru o întoarcere;

n_1 – numărul trecerilor cu viteza 1 a tractorului;

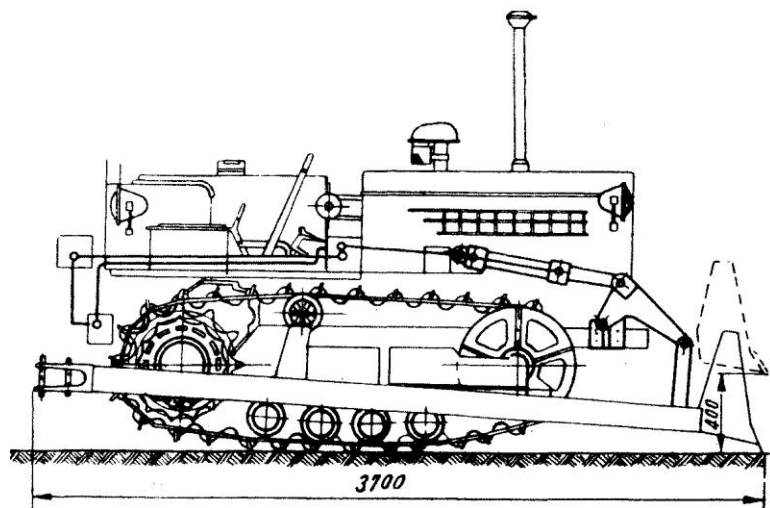


Fig. 5.35. Buldozerul românesc „Steaua Roșie”.

Presiunea de lucru în cilindri hidraulici.....	25-30 kg/cm ²
Viteza de ridicare a lamei.....	0,12 m/s
Diametrul cilindrilor.....	80 mm
Cursa pistonului.....	300 mm
Greutatea echipamentului (lamă+traversa spate+rama).....	900 kg
Greutatea sistemului hidraulic.....	200 kg
Greutatea tractorului.....	3500 kg
Lungimea tractorului cu lamă.....	4200 mm
Lățimea lamei.....	2000 mm
Înălțimea lamei.....	600 mm
Înălțimea de ridicare a lamei.....	400 mm

n_2 – numărul trecerilor cu viteza a 2-a a tractorului;

v_1 și v_2 – viteza 1 și a 2-a a tractorului (km/oră).

Grederul se poate folosi și la nivelarea capitală, pentru finisaj, după screper sau buldozer, până se realizează cotele prevăzute în proiect cu diferențe de $\pm 0,5$ cm, precum și la nivelarea de exploatare.

Nivelarea (finisarea nivelări) poate fi făcută într-un singur parcurs sau mai multe, în funcție de gradul de netezire al parcelei.

Se lucrează cu o suprapunere a lamei de circa 0,5 metri.

Grederul se poate folosi direct la nivelarea capitală, în cazul când denivelările sunt mici; în acest scop se face afânarea prealabilă a stratului superior pe o adâncime de 20-30 cm la pământuri de categoria III și IV.

Grederul poate fi remorcat (greder obișnuit) sau autopropulsat (auto-grederul). În figura 537 se vede grederul tip „Progresul” (fabricat la Brăila) cu caracteristicile tehnice.

O întrebuințare largă în lucrările de nivelare (capitală și de exploatare) poate avea grederul pe două roți (fig. 5.38). Acesta este semisuspendat, are dimensiuni mici ($l_{lamă} = 2,5$ m; greutatea 1.500 kg) și poate fi remorcat de tractorul agricol Universal, ceea ce-l face accesibil gospodăriilor și întreprinderilor agricole.

Comanda grederului se poate face mecanic sau hidraulic.

Autogrederul având manevrele realizate mecanic (prin motor) are o productivitate cu 30-40% superioară grederului remorcat (fig. 5.39).

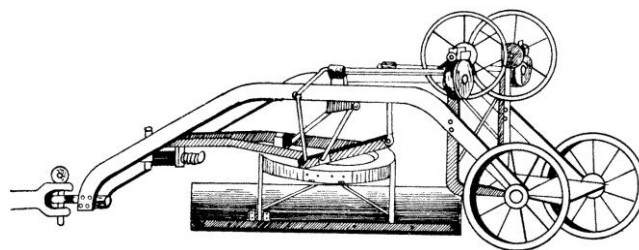
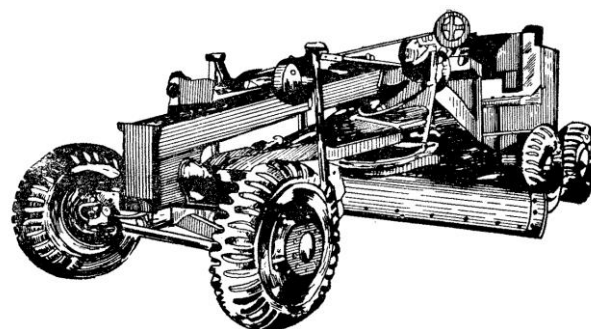
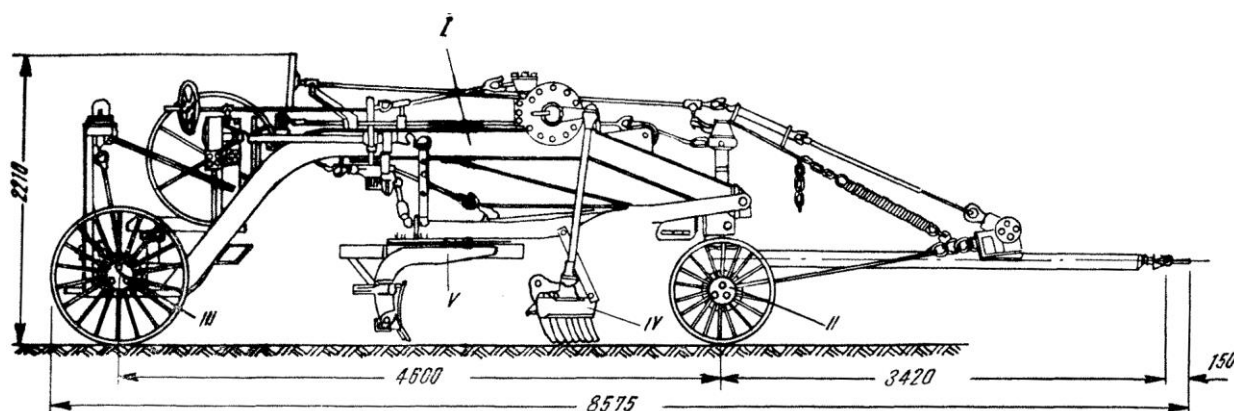


Fig. 5.38. Grederul pe două roți.



Lungimea lamei	3700mm	distanța dintre osii	5800mm
Lățimea lamei	540mm	ecartamentul	2000mm
Unghiul de lucru	45-90°	motorul	Diesel-KOMATSU
Adâncimea maximă	200mm	puterea	93 CP
Lățimea scarificatorului	1156mm	gabaritul:	
Numărul dinților	5	Lungimea	8200mm
Adâncimea de lucru	200mm	Lățimea	2460mm
Vitezele de deplasare:		înălțimea	2460mm
Înainte (8 viteze)	3,28-26,7km/oră	greutatea totală	13400kg
Înapoi (2 viteze)	3,87-6,56km/oră		

Fig. 5.39. Autogreder – caracteristici tehnice principale.



Indicii principali	Dimensiuni	Indicii principali	Dimensiuni
Lungimea lamei simplă, mm	3660	Rotirea lamei în plan orizontal	30-90°
Lungimea lamei cu prelungitor, mm	4050	Distanța între axele roților	4600
Lățimea lamei, mm	460	Diametrul roților din față, mm	1820
Raza de curbare a lamei, mm	320	Diametrul roților din spate, mm	1010
Unghiul de tăiere al lamei, mm	35-70°	Dimensiunile gabaritice:	
Adâncimea de săpare maximă, mm	250	- Lungimea, mm	8100
Înălțimea maximă de ridicare a lamei față de sol, mm	450	- Lățimea, mm	3500
Deschiderea laterală a lamei, mm	500	- Înălțimea, mm	2210
Viteza maximă de lucru, km/oră	4,5	Greutatea, kg	4500
		Puterea tractorului necesar, CP	80

Fig. 5.37. Grederul – vedere generală și caracteristicile tehnice ale grederului U.M. „Progresul”: I – cadrul principal; II – osia din față cu proțapul; III – osia din spate; IV – scarificatorul; V – plugul.

5.4.4.2. Nivelarea de exploatare

Se execută mecanic, cu utilaje folosite și în scopul finisajului nivelării capitale (de exemplu grederul), precum și cu utilaje specifice: nivelatoare (cu tracțiune animală sau mecanică).

În tehnică sunt numeroase tipuri de nivelatoare: nivelatoare scândură, nivelatoare cadru cu diagonală, nivelatoare tip „Chiscani”, nivelatoare automate. Ca nivelatoare de mare productivitate, pentru suprafețe mari irigabile, se menționează PR-5, PT-4 A, nivelatorul automat.

Nivelatorul scândură, fiind simplu – format dintr-o scândură groasă, cu regulator de nivel – poate fi confecționat în orice gospodărie; este acționat de cai (fig. 5.40) sau de tractorul agricol (fig. 5.41).

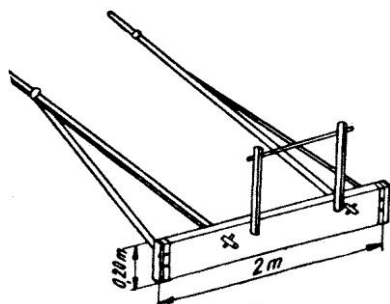


Fig. 5.40. Nivelator acționat de cai.

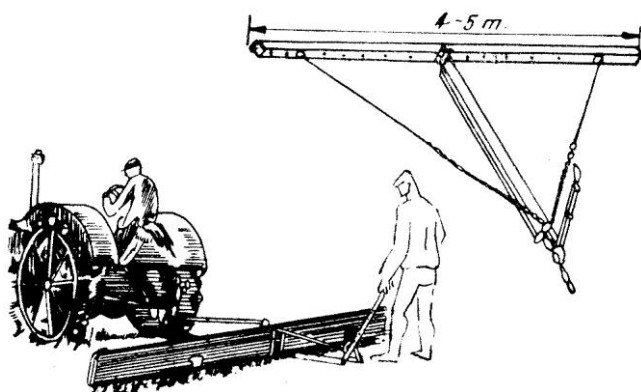


Fig. 5.41. Nivelator scândură pentru tractor.

Terenul supus nivelării trebuie bine arat și discuit pentru a nu avea bulgări. Nivelarea se execută vara, după strângerea recoltelor, sau toamna.

Nivelatorul tip „Chiscani” (Stațiunea experimentală pentru culturi irigate „Chiscani – Brăila”), fig. 5.42 – este compus dintr-o parte fixă (cadru cu cele două grinzi longitudinale – tălpi de deplasare – cu bare

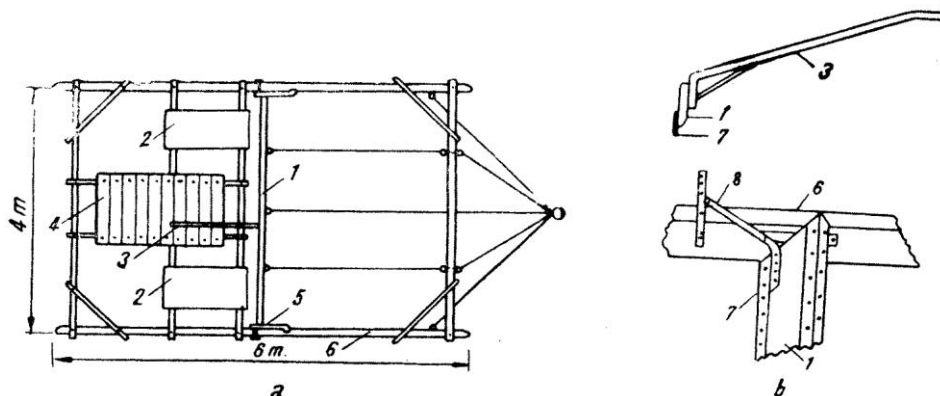


Fig. 5.42. Nivelatorul Chiscani: a – vedere generală; b – detaliu – dispozitiv pentru reglarea înălțimii: 1 – lama nivelatoare; 2 – ladă pentru leș; 3 – bara conducătoare; 4 – puntea nivelatorului; 5 – articulații (axe cotate pentru reglarea înălțimii); 6 – grinzi longitudinale; 7 – cuțit; 8 – reglare înălțime.

transversale de legătură și lăzi pentru leș) și o parte mobilă – partea activă, formată dintr-o lamă ($L = 2; 3; 3,5$ m, în funcție de textura solului; $l = 30$ cm și $a = 4-5$ cm) din lemn (esență tare) prevăzută cu un cuțit metalic pentru nivelare. În timpul lucrului, lama poate fi coborâtă sau ridicată (printr-un levier).

Nivelatorul poate fi remorcat de tractorul Universal; productivitatea nivelatorului este de 3-6 ha în 10 ore. Terenul trebuie pregătit, înainte de nivelare, printr-o arătură superficială de 10-15 cm și trebuie spărțit bulgării; se recomandă executarea nivelării când solul are umiditate satisfăcătoare.

Nivelatorul PR-5 (fig. 5.43) este de tipul nivelatoarelor cadru, remorcate de tractor.

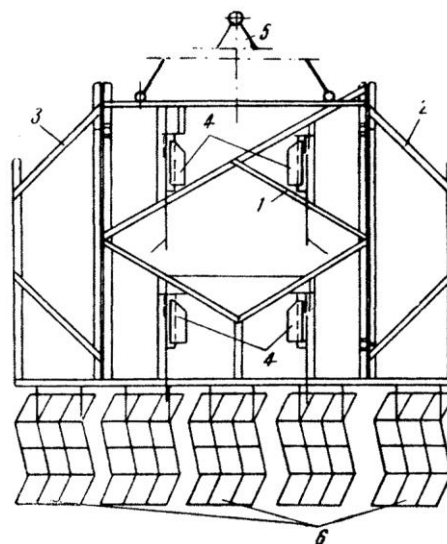


Fig. 5.43. Nivelatorul P.R.-5.

Se compune din 3 secțiuni de nivelare: una centrală 1 și două laterale 2 și 3 care în timpul transportului se pot ridica. Pentru finisarea nivelării și pregătirea terenului pentru însămânțare, se pot atașa nivelatorului cinci câmpuri de grapă.

Pentru terenurile plane și bine pregătite (pentru nivelarea de exploatare), sunt indicate nivelatoarele PR-5.

Nivelatorul automat. Nivelatoarele descrise cer o mare pricepere lucrătorilor în manevrarea dispozitivului de nivelare și datorită lungimii mici asigură mai mult o netezire a terenului, fără a realiza suprafețe plane cu pante uniforme sau orizontale, pe lungimi mari.

Automatizarea nivelării se poate face cu nivelatorul automat – care taie sau depune pământul după accidentațiile terenului, fără intervenția mecanicului.

Nivelatorul automat se compune dintr-un cadru lung format dintr-un grindei 1 de care este suspendată o cupă de screper 3 pe două roți (fig. 5.44).

Grindeiul, fiind format din trei părți articulate, permite înscrierea nivelatorului în curbe cu raze mici (fig. 5.44, b). Cadrul nivelatorului fiind lung (15 m), prin punctele sale de sprijin de la extremități asigură realizarea unui plan lung de nivelare, care poate fi reglat și conturat prin dispozitivul de susținere al cupei, prevăzut cu reperul de control 4.

Pământul nivelat este netezit prin lama netezitoare 5 ce se află la partea din urmă. Nivelul de tăiere 2 al cuțitului cupei este reglat automat printr-un dispozitiv cu osie dublu cotită, ce suportă roțile cupei. Datorită acestui dispozitiv se realizează nivelarea: atunci când roțile cupei 6 se ridică pe terenurile mai înalte (decât planul roților de transport), cupa se lasă, iar cuțitul taie pământul în exces ce se încarcă în cupă; când roțile cupei trec peste o depresiune cupa se ridică, luând o înclinare ce conduce la descărcarea pământului.

Poziția cuțitului de tăiere (al cupei) se menține la nivelul dat printr-un sistem de arcuri sau presă hidraulică – la nivelatoarele acționate mecanic, respectiv hidraulic; prin același sistem de acționare (arcuri sau presă) se reglează și poziția cupei. Înainte de nivelare terenul trebuie bine arat și discuit.

Nivelarea se execută pe baza unui studiu nivelitic prin care să se stabilească cota medie de nivelat, astfel ca să asigure compensarea săpăturilor prin umpluturi. După stabilirea traseului și planului de nivelare pe care trebuie să-l urmărească nivelatorul, mecanicul nu va avea altă obligație decât conducerea tractorului; nivelarea se realizează automat.

Productivitatea nivelatorului automat este dată în tabelul 5.2.

Tabelul 5.2. Productivitatea nivelatorului automat

Lățimea cupei	2,5	2,8	3,2	4,0	4,5	4,8	5,0
Ha pe oră	1,3	1,5	1,7	2	2,4	2,1	2,9

Nivelarea este indispensabilă pe terenurile irigabile și desecabile – indiferent de metoda de amenajare adoptată, iar pe terenurile agricole neamenajate, nivelarea ridică productivitatea lor cu circa 20% și ieftinește munca până la 50% – după I.M. Gheorghiu, 1960 – („mecanizarea muncilor agricole se face mai repede, mai uniform și mai eficient – circulația, însămânțarea, recoltarea, aratul; culturile se dezvoltă uniform; sămânța se economisește; îngrășămintele și apa se repartizează uniform” ș.a.).

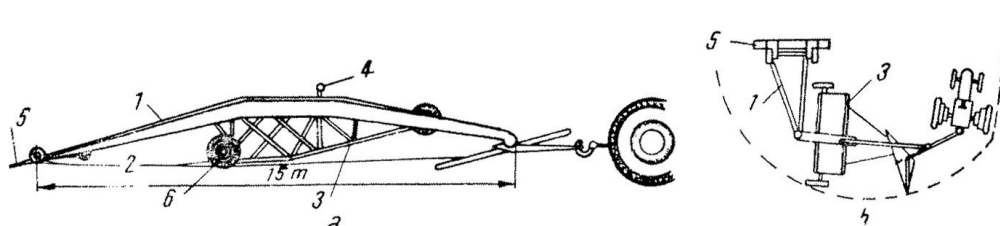


Fig. 5.44. Nivelator automat: a – părți componente, schemă funcțională; b – circulația în curbă cu rază mică; 1 – grindei (format din trei părți, articulate, pentru a se putea înscrie nivelatorul în curbe cu raze mici); 2 – nivelul de tăiere al cuțitului cupei; 3 – cupă de screper; 4 – reper de control pentru reglarea planului de nivelare prin dispozitivul de susținerea cupei; 5 – lamă netezitoare; 6 – roțile cupei.

METODE DE IRIGAȚII – CLASIFICARE, PROIECTARE, EXECUȚIE ȘI PRINCIPII DE EXPLOATARE

După modul în care se introduce apa în sol se pot diferenția, în principal, trei metode de irigații: *irigația prin scurgere la suprafață*, *irigația prin aspersiune* și *irigația subterană*. Aducțiunea și distribuția apei se poate face prin sisteme deschise, închise și combinate.

6.1. TEHNICA IRIGAȚIEI PRIN SCURGERE LA SUPRAFAȚĂ ȘI AMENAJAREA REȚELEI PROVIZORII DE UDARE

6.1.1. CLASIFICAREA METODELOR DE UDARE ȘI DESCRIEREA LOR

Prin metodele de udare se urmărește: – aducerea pe terenul de irigat a unui debit necesar de apă, la termenele stabilite; distribuția uniformă a apei pe teren; menținerea structurii solului; – permiterea mecanizării muncilor agricole.

După modul de distribuție a apei pe suprafața terenului și infiltrația ei în sol, metodele de udare la irigația de suprafață se pot grupa în: *metode de udare prin care distribuția apei se face într-un strat continuu și infiltrația în sol se face vertical* – printre acestea se enumeră udările prin revărsare și prin inundare; *metode de udare prin care apa se distribuie pe suprafața terenului prin brazde și se infiltrează în sol mai ales lateral prin capilaritate* – udările prin brazde cu scurgere liberă și înfundate.

La irigația gravitațională, structura solului se distruge ușor, așa că apa trebuie mănuită cu multă atenție și administrată numai în limitele necesare. La umezirea prin capilaritate structura solului se păstrează mai bine și pierderile prin evaporație se reduc.

Din punctul de vedere al debitului și vitezei sub care are loc pătrunderea apei în sol, se deosebesc: *udările cu un debit de apă mic*, la care viteza de scurgere a apei la suprafață v și absorbția w sunt echilibrate – $v \approx w$; *udările cu un debit de apă mare*, la care, prin faptul că apa are o viteză de curgere v mai mare decât viteza de absorbție a solului w , permite acumularea unui strat de apă h pe suprafața terenului irigabil, strat care se absoarbe încetul cu încetul, după încetarea aducțiunii.

Clasificările de mai sus grupează metodele udării de suprafață, după felul pătrunderii apei în sol (prin capilaritate sau gravitațional) și după raportul vitezelor de scurgere și absorbție $v \approx w$; $v > w$, $v < w$, în: *metoda de udare prin capilaritate fără presiune sau cu presiune mică* (udarea pe brazde); *metode de udare prin infiltrație – gravitațional – fără presiune sau cu presiune mică* (udarea prin revărsare); *metode de udare prin infiltrație – gravitațional – cu presiune*¹ (udarea prin inundare).

La alegerea metodelor de udare trebuie să se țină seama între altele de: felul culturilor, cerințele de mecanizare și agrotehnica aplicată, panta și relieful terenului, proprietățile fizice și chimice ale solului.

6.1.1.1. Udarea pe brazde

Udarea pe brazde, metoda cu cea mai mare extindere în tehnica irigației, se aplică în cazul culturilor dispuse în rânduri rare: prășitoare, plantații de pomi și vie; fac excepție brazdele însămânțate, folosite la udarea culturilor semănate în rânduri dese (cereale, ierburi, fînțe ș.a., fig. 6.1 (H. Janert, 1961).

Datorită unor îmbunătățiri aduse irigației prin scurgere la suprafață: aducțiunea și distribuția apei prin conducte fixe și mobile, înlocuirea canalelor provizorii de irigație și rigolelor prin conducte transportabile (rigide și flexibile), nivelării atente a terenurilor ș.a., s-au creat condiții pentru extinderea maximă a acestei metode – numită *clasică*.

Limitele de aplicare a acestor metode de udare sunt foarte largi; în funcție de panta terenului, de la 0,5-30‰, pantele cele mai indicate fiind de 2-8‰, la pante mai mari ale terenului brazdele se trasează sub un unghi față de linia de cea mai mare pantă, pentru ca $I_b < 8‰$; în funcție de permeabilitatea solului, de la solurile grele și până la soluri foarte permeabile, cu $k \geq 1 \cdot 10^{-3}$ m/s = 36 mm/h.

Studiile comparative întreprinse (Renea Silvia, 1962) între metoda de udare pe brazde și prin aspersiune în condițiile Luncii Dunării (incinta Gropeni – Chiscani – Tichilești) scot în evidență productivitatea ridicată la udarea pe brazde lungi ($L = 500$ m) și avantajele acestei metode.

¹ Este vorba de presiunea coloanei de apă din parcele (orezării) = 5-20 cm.

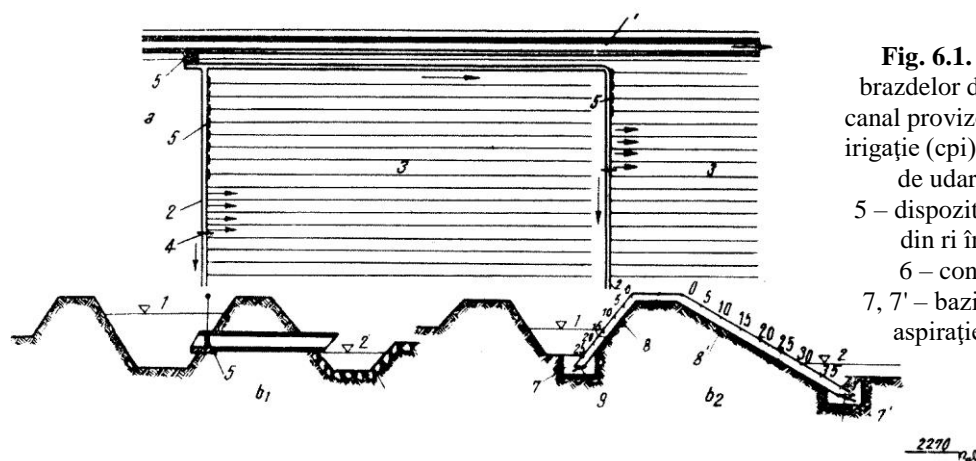


Fig. 6.1. Schema amplasării și alimentării brazdelor de udare: a – plan; b₁, b₂ – secțiune: canal provizoriu – rigolă; 1 – canal provizoriu de irigație (cpi); 2 – rigolă de irigație (ri); 3 – brazde de udare (b); 4 – dispozitive de barare; 5 – dispozitive de derivare a apei din cpi în ri și din ri în b (vanete tubulare și sifoane); 6 – consolidare în punctul de derivare; 7, 7' – bazin amonte și aval; 8, 8' – ramură de aspirație și de refulare; 9 – clapet etanș.

Distanța d dintre brazdele de udare se alege în funcție de plantă, de permeabilitatea solului și de posibilitățile de mecanizare; în funcție de natura solului: $d = 50$ cm (soluri ușoare) ÷ 80 cm (soluri grele), putându-se mări, cu creșterea normei de udare și cu scăderea pantei.

Pentru a evita eroziunile în brazdă, viteza de scurgere a apei trebuie să fie $v < 0,1-0,2$ m/s.

Între debitul șuvoiului de apă q și lungimea brazdei l există următoarea dependență:

$$q = \frac{m \cdot d \cdot l}{600 \cdot t} \quad (6.1)$$

în care:

t este timpul de udare pe brazdă (min);

m – norma de udare;

d – distanța dintre brazde (m).

a. *Bazele teoretice ale proiectării brazdelor și rigolelor*

Din punct de vedere hidraulic, udarea prin brazde – ca și cea prin fâșii – trebuie privită ca o îmbinare între scurgerea liberă a apei și infiltrația apei în sol; datorită acestui fapt, găsirea relațiilor analitice pentru calculul lungimii brazdelor are la bază principiul bilanțului hidraulic.

Plecându-se de la acest principiu, s-au elaborat diferite teorii și metode de calculul lungimii brazdelor; dintre acestea se vor reda, ca fiind mai complete, metoda Kosteakov A.N. și Vladimirescu I.¹

Metoda Kosteakov. Pentru aflarea debitului de suprafață se pleacă de la ecuația de continuitate a debitului, care, după diferite transformări, are forma:

$$q = \frac{C_1}{P} \cdot \omega^2 \quad (6.2)$$

în care:

q este debitul care intră în brazdă;

C_1 – un coeficient rezultat din expresia vitezei

redată sub forma $v = C_1 \cdot R$, în care $R = \frac{\omega}{P}$. După Kosteakov, acest coeficient, de viteză, are valori cuprinse între $\frac{87\sqrt{R}}{1,75}$ și $\frac{87\sqrt{R}}{4,5}$, în funcție de coeficientul de rugozitate al solului și de adâncimea brazdei;

ω – secțiunea udată a brazdei.

Pentru o secțiune trapezoidală a brazdei și pentru un coeficient unghiular dat taluzului ϕ (de obicei $\phi = 1$), expresia perimetrului muat, în funcție de lățimea medie a trapezului b , este:

$$P = b \left[1 + \frac{h}{b} \left(2\sqrt{1 + \phi^2} - \phi \right) \right] \quad (6.3)$$

sau, notând paranteza mare prin λ ,

$$P = \lambda \cdot b \quad (6.4)$$

În relația (6.2), $\omega = b \cdot h$ și $P = \lambda \cdot b$.

$$\text{Deci: } q = \frac{C_1}{\lambda} \cdot b \cdot h^2$$

Ținându-se seama că acest debit se micșorează treptat pe lungimea brazdei, diferența debitelor între două secțiuni situate la distanța dx va reprezenta debitul infiltrat pe această distanță, la care se adaugă și acumularea stratului de apă care rămâne în brazdă în timpul udării.

Deoarece pentru cele două secțiuni la care corespund abscisele x și $x + dx$, h va lua valorile y și $y - dy$ (fig. 6.2), diferența debitelor în cele două secțiuni va fi dată de expresia:

$$\frac{C_1}{\lambda} b [y^2 - (y - dy)^2] - \frac{C_1}{\lambda} b 2y dy \quad (6.5)$$

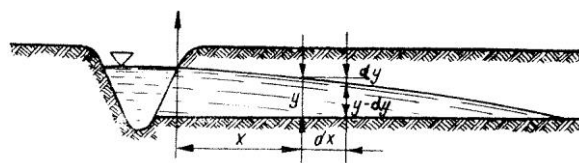


Fig. 6.2. Fenomenul scurgerii în brazdă.

¹ Este mai completă, dar reclamă mai multe elemente ce trebuie studiate; din acest motiv nu are încă o răspândire mare.

Relația de calcul a debitului infiltrat este în funcție de găsirea unei expresii a vitezei de infiltrare a apei în sol care să corespundă cât mai bine fenomenului fizic. Se consideră că această viteză se supune legii lui Darcy, exprimată sub forma:

$$w = k \cdot j^{\alpha'} \quad (6.6)$$

în care:

k reprezintă coeficientul de infiltrație al solului respectiv;

j – gradientul hidraulic:

$$J = \frac{h + a}{a'}$$

în care:

h este stratul de apă de la suprafață;

a – grosimea stratului de sol în care are loc infiltrația;

a' – un coeficient care variază în funcție de textura solului, de la $a' = 1$ pentru soluri cu o granulație foarte fină, până la $a' = 0,5$ pentru cele cu o granulație foarte mare.

Această viteză nu rămâne constantă în timp; numeroși factori, ca: gradientul hidraulic – care se micșorează treptat până aproape de unitate, spre sfârșitul udării, schimbările mecanice și fizico-chimice ce au loc în sol în timpul udării și care micșorează permeabilitatea solului, influența capilarității și a aerului ce se găsește în sol ș.a. conduc la micșorarea vitezei de infiltrație, apropiindu-se de o oarecare mărime constantă, ce corespunde coeficientului de infiltrație al solului respectiv k .

Dinamica vitezei de infiltrație a apei în solul nesaturat cu apă (la începutul udării) se exprimă prin relația:

$$W_t = \frac{k_0}{t^{\alpha}} \quad (6.7)$$

în care:

k_0 este viteza de infiltrație a apei pentru prima unitate de timp t și pentru solul respectiv;

α – un coeficient care variază de la 0,30 până la 0,80, în funcție de proprietățile solului și umiditatea lui inițială (cu cât este mai mare umiditatea inițială, cu atât α are valori mai mici).

Pentru a se ține seamă și de influența acumulării apei în brazdă pe lungimea x , formula vitezei de infiltrație este corectată printr-un coeficient n , care are în general o valoare supraunitară; când durată de udare t se mărește, valoarea coeficientului n se micșorează până la $n = 1$ la capătul aval al brazdei.

Avându-se în vedere expresia vitezei (formula 6.7) și corecția ei prin coeficientul n , debitul infiltrat pe lungimea dx , q_i , va fi dat de relația:

$$q_i = \frac{n \cdot k_0}{t^{\alpha}} \cdot P_0 \cdot dx \quad (6.8)$$

Pentru a se ține seamă de influența curenților capilari, suprafața de infiltrație se înmulțește cu un coeficient v a cărui valoare este direct proporțională cu capilaritatea solului respectiv; în funcție de acest coeficient expresia perimetrului muiat P_0 este:

$$P_0 = b \left(1 - \frac{b}{h} \varphi + 2 \frac{b}{h} \varpi \sqrt{1 + \varphi^2} \right) = b \cdot \lambda_0 \quad (6.9)$$

deci:

$$q_i = \frac{n \cdot k_0}{t^{\alpha}} \cdot b \cdot \lambda_0 \cdot dx \quad (6.10)$$

Egalând relația (6.5) cu relația (6.10), se ajunge la:

$$\frac{2C_1}{\lambda} b \cdot y \cdot dy = - \frac{n \cdot k_0}{t^{\alpha}} b \cdot \lambda_0 \cdot dx \quad (6.11)$$

Se integrează această ecuație între limitele de la h la y și de la 0 la x :

$$\frac{2C_1}{\lambda} \int_h^y y dy = \frac{nk_0}{t^{\alpha}} \lambda_0 \int_0^x dx$$

Rezultă:

$$\frac{C_1}{\lambda} (h^2 - y^2) = \frac{nk_0}{t^{\alpha}} \cdot \lambda_0 \cdot x$$

Pentru $y = 0$ (la capătul aval al brazdei), lungimea drumului de infiltrație a apei în brazdă l (lungimea brazdei) va fi:

$$x = l = \frac{C_1}{\lambda} h^2 \frac{t^{\alpha}}{n \cdot k_0 \cdot \lambda_0} \quad (6.12)$$

Știind că $q = \frac{C_1}{\lambda} b \cdot h^2$ și că $P_0 = b \cdot \lambda_0$, formula

lungimii brazdei se va exprima prin relația:

$$l = \frac{q \cdot t^{\alpha}}{n \cdot k_0 \cdot P_0} \quad (6.13)$$

Pentru un debit al brazdei dat q , perimetrul activ udat P_0 crește odată cu micșorarea pantei brazdei; micșorarea pantei atrage după sine mărirea adâncimii stratului de apă h în brazdă.

În cazul limită, când viteza de infiltrație w tinde către mărirea constantă, ce corespunde coeficientului de infiltrație k al solului respectiv, iar $n = 1$, întrucât la capătul aval al brazdei l toată apa s-a infiltrat (deci nu este acumulare în brazdă), înseamnă că relația (6.13) devine:

$$l = \frac{q}{k \cdot P_0} \quad (6.13')$$

Apa din brazdă umețează o fâșie de teren de lățime d egală cu distanța dintre axele brazdelor de udare vecine; volumul de apă ce se infiltrează în sol în timpul t și pe suprafața $d \cdot l$, corespunzător debitului brazdei q , este:

$$m \cdot d \cdot l = q \cdot t \quad (6.14)$$

în care:

m este norma de udare exprimată sub forma unui strat de apă.

Din relația (6.14) rezultă:

$$t = \frac{m \cdot d \cdot l}{q} \quad [\text{ore}] \quad (6.14')$$

În relația (6.14'), m , d și l se exprimă în metri, iar q în m^3/h . Exprimând pe m în m^3/ha , l și d în m, iar q în l/s , rezultă timpul necesar udării pe brazdă t , în min, prin relația (6.1):

$$t = \frac{m \cdot d \cdot l}{600q} \quad [\text{min}]$$

Metoda I. Vladimirescu¹ pleacă de la următoarea expresie a vitezei de infiltrație U a apei în sol, verificată de practică:

$$U = U_c + (U_0 - U_c)e^{-st} \quad (6.15)$$

în care:

U_c este viteza stabilizată (minimă) de infiltrație a apei în sol;

U_0 și s se calculează din reprezentarea grafică a curbei de infiltrație experimentală (fig. 6.3); aceasta se construiește prin punctele obținute cu ajutorul infiltrometrelor;

t – timpul de infiltrație.

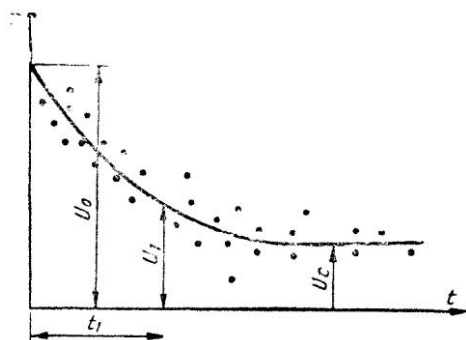


Fig. 6.3. Reprezentarea grafică a curbei de infiltrație:

$$S = \frac{1}{t_1} \ln \frac{U_1 - U_c}{U_0 - U_c}; \quad U = U_c + (U_0 - U_c)e^{-st}$$

Pe baza bilanțului hidraulic între (fig. 6.4): volumul de apă $q \cdot dt$ ce alimentează brazda pe la capăt, pe de o parte, și – volumul de apă infiltrat în stratul subarabil δW_1 pe distanța l , în timpul dt și raportat la unitatea de lățime medie activă B_{med} de infiltrație din canalul brazdei; – volumul de apă acumulat în canalul brazdei δW_2 pe distanța l în timpul dt și raportat la unitatea lățimii oglinzii de apă; – volumul de apă pă-

trunsă în stratul arabil δW_3 pe distanța dl în timpul dt și raportat la unitatea lățimii medii active – pe de altă parte, ceea ce s-ar exprima sub forma:

$$qdt = \delta W_1 + \delta W_2 + \delta W_3 \quad (6.16)$$

în care:

$$q = \frac{Q}{B_{med}};$$

Q este debitul de alimentare cu apă la capătul brazdei;

se ajunge la relația:

$$q = \int_{\tau=0}^t \left[U_c + (U_0 - U_c)e^{-s(t-\tau)} \right] \cdot \frac{dl}{d\tau} d\tau + \left(\varepsilon H + \frac{2A}{3} \right) \frac{dl}{dx} \quad (6.17)$$

în care:

ε – porozitatea efectivă a stratului arabil afânat;

H – înălțimea aceluiasi strat arabil;

A – adâncimea medie a apei la capătul brazdei;

τ – întârzierea cu care are loc procesul de infiltrație, pentru ca unda să ajungă până la capătul aval al brazdei (v. fig. 6.4).

Relația (6.17) (ecuație integrală de tipul Volterra și de speța I) integrându-se, s-a ajuns pentru lungimea brazdei la relația (R. Bădescu și I. Vladimirescu):

$$l = \frac{C_1}{r_1} (e^{r_1 t} - 1) + \frac{C_2}{r_2} (e^{r_2 t} - 1) \quad (6.18)$$

Aplicarea acestei relații necesită calculul prealabil al parametrilor r_1 , r_2 , C_1 și C_2 . În exemplul de calcul care urmează se vor da și formulele necesare determinării acestor parametri.

Exemplul de calcul. Pentru proiectarea unei brazde lungi de udare se dispune de următoarele date:

$U_c = 0,06 \text{ cm/min}$ – viteza minimă (stabilizată) de infiltrație;

$U_0 = 0,18 \text{ cm/min}$;

$S = 0,010 \text{ l/min}$;

$Q = 0,002 \text{ m}^3/\text{s} = 120.000 \text{ cm}^3/\text{min}$ – debitul la capătul amonte al brazdei;

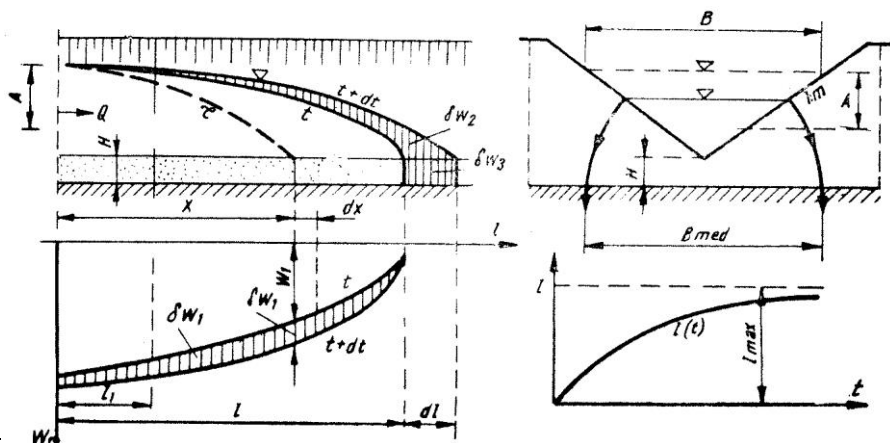


Fig. 6.4. Elementele bilanțului hidraulic în scurgerea apei pe brazdă.

¹ „Formule raționale pentru calculul hidraulic al brazdelor lungi de irigații” – 1962.

$H = 10$ cm – grosimea stratului vegetal;
 $\varepsilon = 0,40$ – porozitatea;
 $\gamma = 1,1$ – rugozitatea canalului brazdei;
 $\varphi = 1$ – forma brazdei este triunghiulară;
 $i = 0,005$ – panta longitudinală a brazdei;
 $d = 0,90$ m – distanța dintre rândurile plantei;
 $m = 800$ m³/ha – norma de udare.

Operațiile necesare aplicării relației (6.18) pentru determinarea lungimii brazdei sunt redată în tabelul 6.1 (I. Vladimirescu).

Pe baza datelor obținute în ultima linie a tabelu-

lui 6.1 s-a reprezentat curba $l = f(t)$ (fig. 6.5).

Cercetările efectuate în incinta Gropeni – Chiscani – Lunca Dunării (S. Renea, 1961-1962), asupra brazdelor lungi, evidențiază soluția efectuării udărilor, în scopul realizării unei umectări uniforme pe toată suprafața deservită de brazdă: „pe brazde lungi” ($l < 500$ m) la pante de 0,0015 se poate obține o udare uniformă dacă se dă pe brazdă un debit inițial $Q = 1-2$ l/s jumătate din timpul calculat, și apoi se reduce debitul la Q_1 , aproximativ jumătatea debitului Q , până la realizarea normei de udare necesară m_b .

Tabelul 6.1. Calculul necesar determinării lungimii brazdelor

Nr. crt.	Parametrul de calculat	Formula	Calculul	Observații
1	A	$A = \frac{1}{2} \sqrt[3]{\frac{Q\gamma}{40\varphi\sqrt{i}}} \text{ [m]}$	$A = \frac{1}{2} \sqrt[3]{\frac{0,002 \cdot 1,1}{40 \cdot 1 \cdot \sqrt{0,005}}} = 6,75 \text{ cm}$	la capătul amonte al brazdei
2	A_{max}	$2A$	$2 \cdot 6,75 = 13,5 \text{ cm}$	„
3	$B \approx b_{med}$	$B = 4\varphi A$	$4 \cdot 1 \cdot 6,75 = 27,0 \text{ cm}$	„
4	λ	$\lambda = \varepsilon H + \frac{2}{3} A$	$0,4 \cdot 10 + \frac{2}{3} \cdot 6,75 = 8,5 \text{ cm}$	„
5	μ	$\mu = \frac{U_c}{\lambda}$	$\frac{0,06}{8,5} = 0,0079 \text{ l/s}$	„
6	n	$n = \frac{U_0 - U_c}{U_c}$	$\frac{0,18 - 0,06}{0,06} = 2$	„
7	q^*	$q^* = \frac{Q}{\lambda B_{med}}$	$\frac{0,002}{8,5 \cdot 27} = 525 \text{ cm/min}$	„
8	β	$\beta = \frac{\mu(1+n) + s}{2}$	$\frac{0,0079(1+2) + 0,01}{2} = 0,0168 \text{ l/min}$	„
9	r_1	$r_1 = -\beta + \sqrt{\beta^2 - S \cdot U} < 0$	$-0,0168 + \sqrt{0,0168^2 - 0,01 \cdot 0,0079} = 0,0026 \text{ l/min}$	„
10	r_2	$r_2 = -\beta - \sqrt{\beta^2 - S \cdot U} < 0$	$-0,0168 - \sqrt{0,0168^2 - 0,009} = 0,0310 \text{ l/min}$	„
11	C_1	$C_1 = -\frac{\mu(1+n) - r_2}{2\sqrt{(\beta^2 - S \cdot \mu)}} q^*$	$-\frac{0,0079(1+2) - 0,031}{2\sqrt{0,0168^2 - 0,01 \cdot 0,0079}} = 153 \text{ cm/min}$	„
12	C_2	$C_2 = q^* - C_1$	$525 - 153 = 372 \text{ cm/min}$	„
13	l	$l = \frac{C_1}{r_1}(e^{r_1 \cdot t} - 1) - \frac{C_2}{r_2}(e^{r_2 \cdot t} - 1)$	$-58.800(e^{-0,0026 \cdot t} - 1) - 12.000(e^{-0,031 \cdot t} - 1) \text{ cm}$	„
14	l_{max}	$l_{max} = \frac{Q}{U_c \cdot B_{med}}$	$\frac{120.000}{0,06 \cdot 27} = 740 \text{ m}; t = \infty$	„
15	l		$-588(e^{-0,0026 \cdot 60} - 1) - 120(e^{-0,031 \cdot 60} - 1) = \begin{cases} l = 188,5 \text{ m} \\ t = 60 \text{ min} \end{cases}$	„
			$-588(e^{-0,0026 \cdot 120} - 1) - 120(e^{-0,031 \cdot 120} - 1) = \begin{cases} l = 273 \text{ m} \\ t = 120 \text{ min} \end{cases}$	
			$-588(e^{-0,0026 \cdot 360} - 1) - 120(e^{-0,031 \cdot 360} - 1) = \begin{cases} l = 476 \text{ m} \\ t = 360 \text{ min} \end{cases}$	

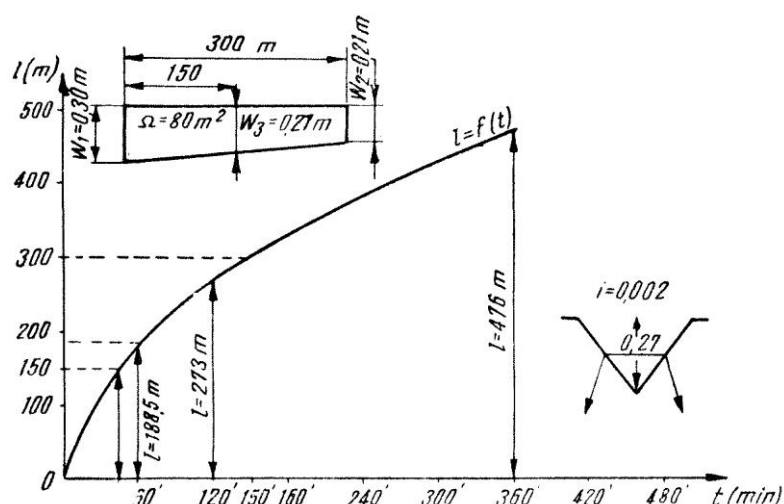


Fig. 6.5. Grafic pentru calculul lungimii brazdei, $l = f(t)$

Exemplu de calcul. Se alege ca lungime de brazdă $l = 300$ m (v. tabelul 6.1 și fig. 6.5) la care corespunde $t = 150'$, timp în care brazda se alimentează cu $Q = 0,002$ m³/s.

Dacă se admite perioada a doua a infiltrației $t_2 = 150'$ în care alimentarea continuă cu debitul $Q_1 < Q$ și dacă se analizează infiltrația și după un timp intermediar $t_3 = 45'$, corespunzător pe curba lungimii de 150 m (v. fig. 6.5), atunci valorile intervalelor θ și ale înălțimilor W ale coloanelor de apă infiltrate sunt:

$$\theta = 150' + 150' = 300 \text{ min.}$$

$$W_1 = U_c \theta + \frac{U_0 - U_c}{S} (1 - e^{-S\theta}) \text{ m;}$$

$$W_1 = 0,06 \cdot 300 + 12(1 - e^{-0,01 \cdot 300}) = 0,30 \text{ m}$$

$$\theta = 150 \text{ min}$$

$$W_2 = 0,06 \cdot 150 + 12(1 - e^{-0,01 \cdot 150}) = 0,21 \text{ m}$$

$$\theta_3 = 300 - 45 = 255 \text{ min}$$

$$W_3 = 0,06 \cdot 255 + 12(1 - e^{-0,01 \cdot 255}) = 0,27 \text{ m}$$

Valorile de mai sus ($l = 300$ m, $l_1 = 150$ m; $W_1 = 0,30$ m, $W_3 = 0,27$ m și $W_2 = 0,21$ m) permit trasarea curbei de reparație ce delimitează suprafața $Q = 80$ m² (pe cale grafică, în figura 6.5; $\Omega = l_b \cdot B_{med} = 300 \cdot 0,27 \approx 81$ m² (v. tabelul 6.1).

$$W_3 = B_{med} = 0,27 \text{ m}$$

Volumul infiltrat:

$$V_i = \omega W_3 = 21,6 \text{ m}^3.$$

Timpul de udare: $T = 300' = 5$ ore.

Debitul necesar în perioada a doua:

$$Q_1 = \frac{V_i - Q t_1}{t_2}$$

$$Q_1 = \frac{21,6 - 0,002 \cdot 150 \cdot 60}{150 \cdot 60} = 0,0004 \text{ m}^3/\text{s} = 0,4 \text{ l/s}$$

Pentru norma de udare $m = 800$ m³/ha, revine ca normă m_b pentru suprafața deservită de brazdă ($s = l \times d = 300 \times 0,90 = 270$ m²):

$$m_b = 800 \frac{270}{10.000} = 21,6 \text{ m}^3$$

$$v_i = m_b$$

Cu cât permeabilitatea solului este mai mare, cu atât debitul q_b al șuvoiului este mai mare; A.A. Cerkasov indică $q_b = 0,1-1$ l/s pentru $l_b = 20-150$ m și $I_b = 2-8\%$; A.N. Kostakov indică $q_b = 1-3$ l/s pentru $l_b = 40-100$ m, iar Israelsen W.O. indică $q_b = 0,06-0,6$ l/s pentru $l_b = 90-150$ m.

Experiențele întreprinse la noi în țară (S. Renea, „Pr. Agr.”, 1962, 4) pe terenuri bine nivelate, arată că lungimea brazdelor poate ajunge la 500 m, situație ce aduce mari avantaje economice: reducerea suprafeței ocupate cu canalele de distribuție și creșterea productivității udărilor, de 3-5 ori.

În tabelul 6.2 sunt date elementele brazdelor lungi de udare.

Tabelul 6.2 Elementele brazdelor lungi

	Lungimea brazdelor (m) și debitele (l/s)			
Panta longitudinală a brazdelor (i)	120-60	160-200	200-240	240-300
0,001-0,005	1,30-1,95	1,74-2,20	1,95-2,50	2,10-3,30
0,005-0,010	1,24-1,74	1,50-1,85	1,77-2,20	1,90-3,10

Pe solurile cu textură medie în țara noastră se recomandă (D.G.I.F.C.A., 1961) pentru udarea pe brazde elementele tehnice din tabelul 6.3.

Tabelul 6.3. Debitul q_b (l/s) și durata udării t (min) la diferite pante I (‰), lungimi l_b (m) și norma de udare m (m³/ha)

Norma de udare m³/ha	Panta de la 0,005 la 0,010							
	lungimea brazdei, în m							
	200		110		80		60	
	q	t	q	t	q	t	q	t
200-300	—	—	—	—	—	—	—	—
300-500	—	—	0,8-1,2	32-76	0,6-1,1	30-74	0,4-0,7	30-74
600-700	1,2-2,6	190-160	0,9-1,5	43-80	0,7-1,5	42-72	0,6-0,8	52-106
$I = 10-15\%$								
200-300	— 1 —		—	—	0,4-0,6	40-50	0,3-0,6	35-45
300-500	—	—	—	—	0,5-0,9	48-75	0,4-0,8	40-70
500-750	—	—	—	—	0,6-0,9	48-85	—	—

Studiile lui Krivoviaz, 1961 (M. Botzan, 1962) – dau câteva indicații prețioase pentru proiectare și execuție:

– lungimea maximă a brazdelor se poate realiza pe terenuri cu $I_t = 1-3\%$; (de exemplu, la un teren cu $I_t = 1-3\%$, $k = 0,18$ m/zi, $d = 1,2$ m, $q_{tb} = 0,9-1,3$ l/s și $q_{fb} = 0,28-0,39$ l/s, $m = 900-950$ m³/ha a rezultat: $t = 12-14$ ore, $l = 210-320$ m);

– distanța între brazde d se recomandă, în funcție de pantă (restul elementelor fiind egale): 0,6 m la pante mari și 1,2 m la pante mici, iar la udările alternative – 1,8 m (exemplu: la soluri cu permeabilitate medie $k = 0,18$ m/zi; pentru $d = 1,8$ m și pentru pante variabile $I_1 = 1\%$, $I_2 = 0,5\%$ și $I_3 = 0,2\%$ rezultă $l_1 = 310$ m, $l_2 = 210$ m și $l_3 = 130$ m).

În funcție de adâncimea arăturii, lungimea brazdelor se reduce îndeosebi la pante mici (exemplu: la terenuri cu permeabilitate egală și adâncimea arăturii de 40 cm, brazdele pot avea $l_{\max} = 150$ m pentru $I_t = 3\%$ și $l_{\max} = 170$ m pentru $I_t = 5\%$).

b. Udarea pe brazde înșămânțate. Pentru plantele semănate compact, în rânduri dese – cereale, ierburi – se aplică udarea pe brazde înșămânțate (fig. 6.6).

În acest mod se realizează o serie de avantaje, printre care:

- nu se pierde teren cultivabil, ca în cazul brazdelor neînșămânțate;
- se păstrează structura solului;
- se economisește apă; umezirea solului dintre brazde se face prin capilaritate.

Norma medie de udare la această metodă este de circa 400-800 m³/ha, iar debitul de alimentare al unei brazde variază între 0,2 și 0,6 l/s.

Executarea brazdelor înșămânțate se face concomitent cu semănatul, cu ajutorul unor cuțite de rariță fixate pe semănătoare.

c. Udarea pe brazde adânci, neînșămânțate se face la culturile prășitoare și la plantații.

Figura 6.7 redă secțiunea transversală a acestor brazde, cu diferite înălțimi de udare.

Mărimea debitului de alimentare se stabilește în funcție de natura solului și de panta brazdei.

În figura 6.8 este dată schema brazdelor de udare a culturilor prășitoare, din care se poate vedea forma conturilor de udare (prin capilaritate, presiune sau presiune și capilaritate), în funcție de mărimea debitului.

Normele de udare folosite sunt $m = 600-1.000$ m³/ha, fără pierderi prin evacuare sau infiltrație adâncă, iar debitul de alimentare este 1,0-1,5 l/s.

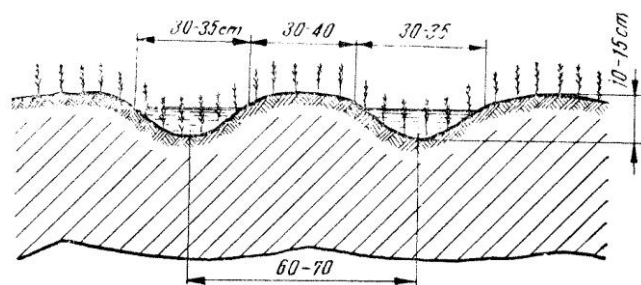


Fig. 6.6. Secțiune transversală prin brazde de udare înșămânțate.

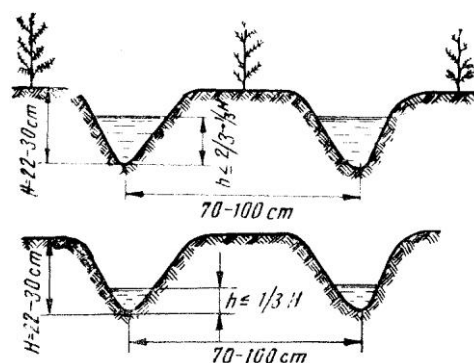


Fig. 6.7. Secțiune transversală prin brazde adânci neînșămânțate.

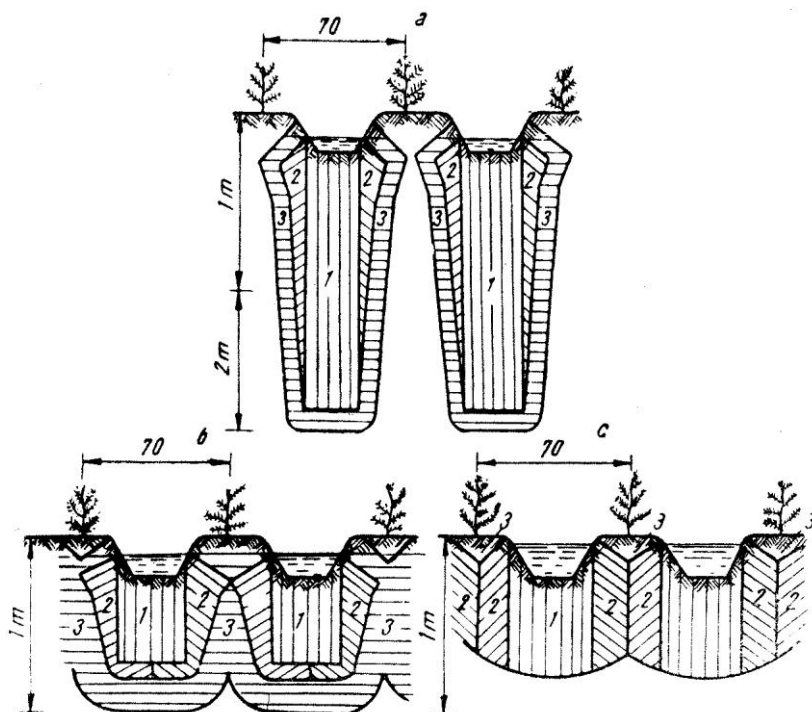


Fig. 6.8. Schema conturului de umezire la diferite debite: a – contur de umezire la udarea cu debit mic; b – contur de umezire cu debit bine ales; c – contur de umezire la udarea cu debit prea mare: 1 – conturul umectării de presiune; 2 – conturul umectării prin capilaritate și presiune; 3 – conturul umectării capilare.

Durata udării pe brazde se determină prin relația:

$$t = \frac{b \cdot l \cdot m}{600 \cdot q_b}$$

La stabilirea timpului de udare t trebuie să se aibă în vedere durata udării întregii culturi T și toate celelalte condiții tehnice și organizatorice.

Executarea brazdelor neînsămânțate se poate face mecanic cu cultivatorul C.P.F.-4, prevăzut cu corpuri de rariță reglabilă (fig. 6.9), cu o productivitate de 1,5-2 ha/oră, la $v = 6-11$ km/oră.

Brazdele se execută înainte de udare, iar prășitul se face cu cultivatorul, după ce solul a fost zvântat, la 2-3 zile după udare. La udările mai târzii, pentru culturile înalte, deschiderea brazdelor se face cu rariță tractată cu calul. La sfeclă și cartof (culturi joase ce acoperă bine terenul) pentru udările mai târzii (când vegetația este dezvoltată), nu se mai distrug brazdele, prin prășit.

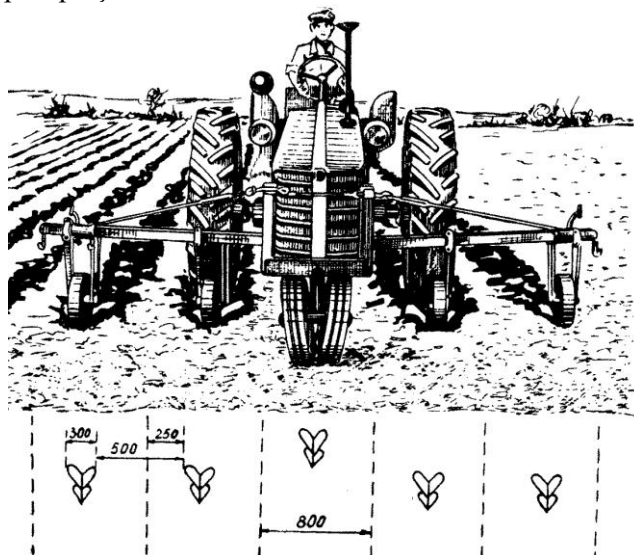


Fig. 6.9. Executarea brazdelor cu ajutorul cultivatorului CPF-4.

6.1.1.2. Udarea prin revărsare

Metoda de udare prin revărsare constă în scurgerea la suprafața terenului a unui strat subțire de apă (3-10 cm) care, fiind absorbită de întreaga suprafață a solului, realizează umezirea lui. Metoda revărsării se aplică pe terenurile cu pantă continuă, naturală sau artificială, cultivate cu plante în rânduri dese: cereale, plante textile, ierburi și fânețe naturale.

Se folosesc următoarele metode de udare prin revărsare: udarea pe fâșii și planuri înclinate, udarea prin rigole orizontale, înclinate sau în spic, udarea în spinări.

a. *Udarea pe fâșii și bazele teoretice ale proiectării acestora.* Udarea pe fâșii cere o pregătire îngrijită a terenului. Acesta se împarte, în direcția pantei, într-o

serie de fâșii lungi și înguste, cu o lățime egală cu lățimea semănătorii, sau cu un multiplu al acesteia ($3,6 \div 4,2 \div 7,2$ m etc.), ca în figura 6.10.

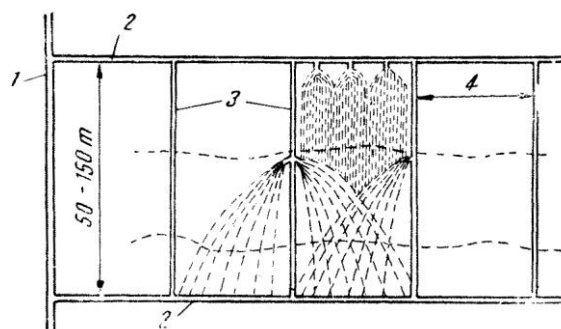


Fig. 6.10. Schema de amplasare a fâșiilor de udare: 1 – canal provizoriu; 2 – rigolă de irigație; 3 – diguleț de compartimentare (poate fi și cu rigolă auxiliară); 4 – fâșia.

În direcția longitudinală, fâșiile au aceeași pantă ca și terenul, însă în direcție transversală ele trebuie să fie orizontale. Fâșiile se despart între ele prin digulețe de mică înălțime (15-20 cm), executate cu ajutorul unui dispozitiv special (ridger) așezat între tractor și semănătoare (fig. 6.11).

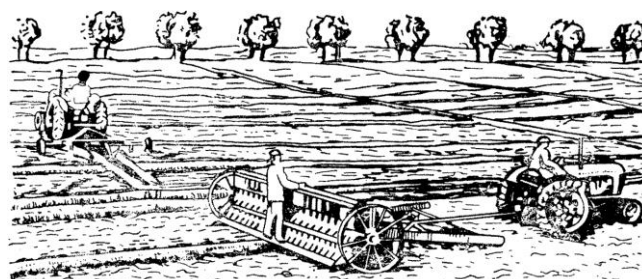


Fig. 6.11. Executarea fâșiilor cu ridgerul o dată cu semănatul și a rigolelor cu plugul, după semănat.

Pentru a se face posibilă o scurgere uniformă a apei, suprafața fâșiei dintre digulețe se nivelează, moștile se împrăștie, iar depresiunile se astupă (fig. 6.12).

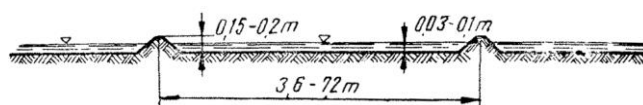


Fig. 6.12. Secțiune transversală prin fâșia de udare.

Mărimea debitului depinde de panta terenului și de viteza admisibilă și variază între 2 și 6 l/s și metru liniar de lățime.

Lungimea L a fâșiilor se stabilește în raport cu panta I și proprietățile solului: pentru $I = 1-20\%$, $L = 40-150$ m la terenuri cu permeabilitate mare până la slabă.

Avantajul udării pe fâșii cu scurgere liberă constă în posibilitatea aplicării acestei metode și la terenurile salinizate, deoarece prin infiltrarea apei în adâncime, contribuie la spălarea sărurilor (asigurându-se în prealabil drenajul).

Ca dezavantaje ale acestei metode se socotesc: formarea unei cruste la suprafața solului și înrăutățirea aerisirii acestuia, distrugerea structurii suprafeței, tasarea straturilor superficiale de sol, pierderea prin rețeaua de canale și digulețe a unei suprafețe de circa 8-15% din suprafața cultivabilă, precum și norma de udare ridicată.

Udarea trebuie condusă în așa fel încât la capătul aval al fâșiei să nu rezulte excedent de apă; paralel cu scurgerea trebuie să se realizeze infiltrarea în pământ. Deci, între elementele geometrice și hidraulice ale fâșiei – l, b, q, h, I, v – între regimul de udare – m, q_s, t – și caracteristicile solului – k, w ș.a. – trebuie să se stabilească o interdependență care să asigure udarea uniformă și fără pericol de eroziune.

Relațiile pentru determinarea lungimii fâșiei și a timpului de udare rezultă din analizarea fenomenului infiltrației, ce se produce în timpul scurgerii apei pe suprafața fâșiei, care este un plan înclinat (A.N. Kostekov, 1951), ca în figura 6.13.

Se determină analitic curba nivelului stratului de apă care se scurge pe fâșie, pentru panta longitudinală a terenului I (transversal terenul este plan) și coeficientul de filtrație k .

Se consideră o fâșie de teren de 1 m lățime, pe care viteza de scurgere a apei în secțiune x se poate exprima prin formula lui Chezy:

$$V_x = C\sqrt{RI} \quad (6.19)$$

în care:

$$C \text{ se ia, după Bazin, } C = \frac{87\sqrt{R}}{\gamma + \sqrt{R}}$$

Raza hidraulică R , din cauza înălțimii mici a stratului de apă în comparație cu lățimea, se va lua egală cu y .

Va rezulta deci:

$$V_x = \frac{87\sqrt{y}}{\gamma + \sqrt{y}} \sqrt{y \cdot I}$$

y având valori mici, se neglijează.

$$V_x = \frac{87}{\gamma} \sqrt{I} \cdot y = C_1 \cdot y$$

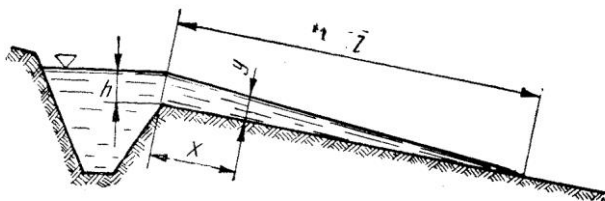


Fig. 6.13. Scurgerea apei pe fâșie: a – secțiune longitudinală prin fâșie; b – schema fenomenului scurgerii între două secțiuni.

Grosimea y a stratului de apă se ia de 2-3-4 cm, până la maximum 10 cm. Diferența dintre debitul de apă q_x din secțiunea x și q' din secțiunea $x + dx$ reprezintă debitul infiltrat în sol pe lungimea dx a fâșiei.

$$q_x = V_x \cdot y = C_1 y^2 \quad (6.20)$$

$$q'_x = C_1 (y - dy)^2 = C_1 (y^2 - 2ydy) \quad (6.21)$$

Neglijându-se dy^2 , se obține:

$$q_i = q_x - q'_x = 2C_1 \cdot y \cdot dy$$

Debitul infiltrat pe lungimea dx a fâșiei mai poate fi exprimat în funcție de viteza de infiltrație:

$$q_i = k \cdot dx \quad (6.22)$$

$$2C_1 y dy = -k \cdot dx$$

(semnul minus este pus prin faptul că la creșterea lui x , valoarea y se micșorează).

Relația anterioară exprimă ecuația diferențială a lamei deversante, ce se micșorează din amonte spre aval și care, prin integrare, dă:

$$\frac{C_1}{k} y^2 + x = C \quad (6.23)$$

Integrând între limitele $x = 0$ și $y = h$, se obține valoarea constantei $C = \frac{C_1}{k} \cdot h^2$ care, introdusă în ecuația (6.23), duce la:

$$\frac{C_1}{k} (y^2 - h^2) + x = 0 \quad (6.24)$$

Integrând apoi între limitele $x = l$ și $y = 0$ (în condiția de a nu avea excedent de apă la capătul aval al fâșiei), rezultă: $C = l$ și deci ecuația (6.23) devine:

$$\frac{C_1}{k} y^2 + x - l = 0 \quad (6.25)$$

Din ultima relație (6.25) se obține:

$$\frac{C_1}{k} = \frac{l - x}{y^2}$$

Înlocuind în ecuația (6.24) pe $\frac{C_1}{k}$ cu expresia

găsită mai sus, se obține:

$$y^2 = \frac{h^2(l - x)}{l} = h^2 \left(1 - \frac{x}{l} \right) \quad (6.26)$$

Ținând seama de ecuația (6.25), din care, pentru $x = 0$ și $y = h$, rezultă:

$$\frac{C_1}{k} \cdot h^2 = l \quad (6.27)$$

și de ecuația (6.20), care pentru $y = h$, devine:

$$q = C_1 h^2 \quad (6.28)$$

înseamnă că:

$$l = \frac{C_1}{k} h^2 = \frac{q}{k} \quad (6.29)$$

Relația (6.29) exprimă legătura dintre debitul specific q la extremitatea amonte a fâșiei, când $y = h$ și lungimea de infiltrație l (lungimea fâșiei), pentru viteza de infiltrație considerată constantă $V_i = k$ (în realitate viteza variază și numai după un anumit timp devine constantă).

Înlocuind în relația (6.26) pe $l = \frac{q}{k}$, rezultă:

$$y^2 = h^2 \left(1 - \frac{xk}{q} \right) \quad (6.30)$$

Înmulțind ambii membri ai ecuației (6.30) cu C_1 :

$$C_1 y^2 = C_1 h^2 \left(1 - \frac{xk}{q} \right)$$

și introducând valoarea lui $C_1 y^2$ din ecuația (6.20) se obține:

$$q_x = q \left(1 - \frac{xk}{q} \right) = \alpha q \quad (6.31)$$

în care:

$$\alpha = 1 - \frac{xk}{q}$$

Pentru $x = l = \frac{q}{k}$ avem $q_x = 0$, ceea ce înseamnă că întreg debitul s-a infiltrat în sol pe lungimea l a fâșiei.

Volumul de apă ce se infiltrează în sol în timpul T și pe suprafața fâșiei $l \times d$ ($d = 1$ m), corespunzător debitului specific q ($\text{m}^3/\text{s m}$) este:

$$m \cdot l = q \cdot T \quad (6.32)$$

în care:

m este norma de udare (exprimată în m coloană de apă).

$$T = \frac{m \cdot l}{q} \text{ (ore)} \quad \begin{cases} m - \text{metri;} \\ l - \text{metri;} \\ q - \text{m}^3/\text{h m} \end{cases}$$

$$l = \frac{q}{k} \text{ (m)} \quad \begin{cases} q - \text{m}^3/\text{h m} \\ k - \text{m/h} \end{cases}$$

b. *Udarea pe planuri înclinate* – o formă apropiată de a fâșiilor – se execută după o nivelare a parcelei, prin compensare (fig. 6.14), astfel ca să nu necesite aducerea pământului de la distanțe mari. Panta planurilor înclinate este de 4-6%.

Udarea se face cu ajutorul rigolelor orizontale 2, duse la 6-10 m între ele.

Rigolele se îngustează pe măsura depărtării de sursa de apă – canalul provizoriu de irigație 1, trasat perpendicular pe rigolele de irigație. Excesul de apă este colectat printr-o rigolă de evacuare 3, situată la limita inferioară a sectorului de irigat.

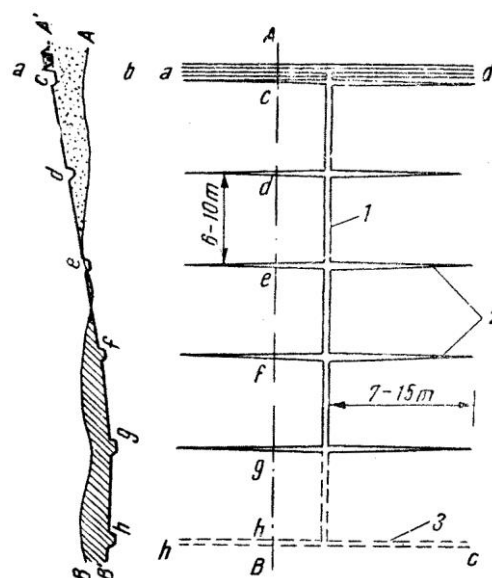


Fig. 6.14. Irigația prin planuri înclinate: a – secțiune; b – plan; 1 – canal provizoriu de irigație; 2 – rigole orizontale; 3 – rigolă de evacuare. ||||| umplutură; ||||| săpătură; — forma terenului după sistematizare.

c. *Udarea prin rigole orizontale și prin rigole înclinate (spic)*. Aceste metode se folosesc în special pentru irigarea fânețelor naturale și a pășunilor. Lucrări de acest gen, datând din secolul trecut, se găsesc răspândite în zona Făgăraș pe o suprafață de peste 6.500 hectare. Sursa de apă o constituie pâraiele ce coboară din Munții Făgărașului. Producțiile obținute pe fânețe irigate astfel sunt duble (20.000 kg/ha masă verde) față de cele neirigate.

Amenajări asemănătoare, cu cheltuieli reduse, se pot executa în majoritatea raioanelor de munte, unde culturile furajere și plantațiile au prioritate¹.

La irigația cu rigole orizontale apa se aduce la partea superioară a fâneței printr-un canal provizoriu 1, derivat dintr-o sursă 2 (un pârau) și se distribuie cu ajutorul rigolelor de distribuție 3, trasate pe linia de cea mai mare pantă, între rigolele orizontale 4, de unde se revarsă apoi peste marginea lor inferioară (fig. 6.15). Apa în surplus se colectează prin rigolele 5 amplasate la partea inferioară a parcelelor și este evacuată în șanțurile de evacuare 6, iar din acestea în pârau 2, sau este folosită pentru irigarea parcelelor amplasate mai jos.

Această metodă prezintă următoarele avantaje: nu necesită modificarea suprafeței (excepție: nivelarea mușuroaielor și astuparea găurilor de șobolani, cârțițe); nu cere debite mari de apă (0,5-1 l/s ha; se pot folosi ca surse pâraie și izvoare); se pot iriga fânețe cu panta de până la 10%; poate fi aplicată fără amenajări importante; instalațiile de captare și distribuție a apei pot fi

¹ V. Blidaru, C. Cismaru, Leo Miza Alex. „Irigații în zone cu cantități mari de precipitații, executate cu posibilități locale”. Comunicare la Sesiunea științifică a Inst. Politehnic Iași, 1965.

simple (în zona Făgăraș se folosesc cele mai simple procedee de derivarea și mănuierea apei: praguri de fund din trunchiuri de copaci, vane din materiale locale, bolovani ș.a. (fig. 6.16).

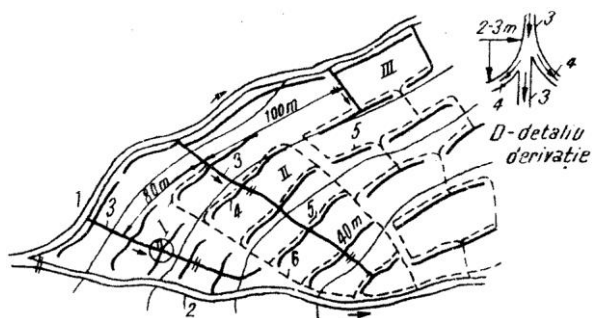


Fig. 6.15. Irigarea fânelorlor cu rigole orizontale:

|| instalație de derivație; — alimentare-irigare;
- - - colectare-evacuare; I, II, III – sectoare de udare.

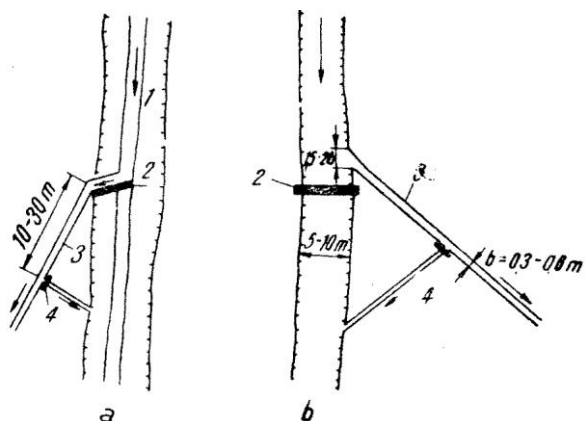


Fig. 6.16. Tipuri de prize folosite frecvent în zona Făgăraș:
a – priză cu pîntin; b – priză cu prag de fund (din trunchi de copac și bolovani de râu) în sectorul superior al râului;
1 – pîntin; 2 – construcție pentru derivarea apei (pîntin, prag de fund etc.); 3 – canal de aducțiune; 4 – canal de evacuare a surplusului de apă cu deversorul de preaplin în amonte.

Irigarea cu rigole înclinate – în spic – se realizează asemănător cazului precedent (rigole orizontale), cu deosebirea că rigolele de udare (revărsare) 1 se trasează oblic față de rigola de distribuție 2, deci față de panta terenului. Această metodă este indicată în cazul terenurilor cu $I = 2-6\%$.

Rigolele de distribuție sunt duse pe punctele mai înalte, la 20-80 m distanță și au o adâncime de 0,20-0,30 m; din acestea, apa trece în rigolele de revărsare (fig. 6.17).

Această metodă se poate aplica fără studii și nivelări costisitoare; prezentând însă defectul unei umectări neuniforme a terenului (lângă rigola de revărsare umectarea este mai intensă și deci vegetația mai abundentă); se recomandă schimbarea locului acestor rigole la fiecare 2 ani, sau executarea lor mai deasă. Rigolele se execută cu plugurile de pajiște (fig. 6.18, a, b).

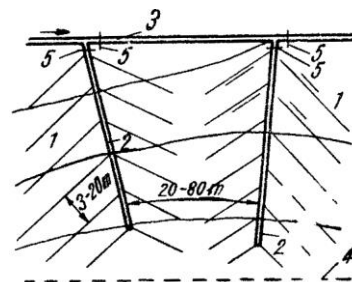


Fig. 6.17. Irigarea prin rigole în spic: 1 – rigolă de udare; 2 – rigolă de distribuție; 3 – canal provizoriu; 4 – șanț de colectare; 5 – vane portabile.

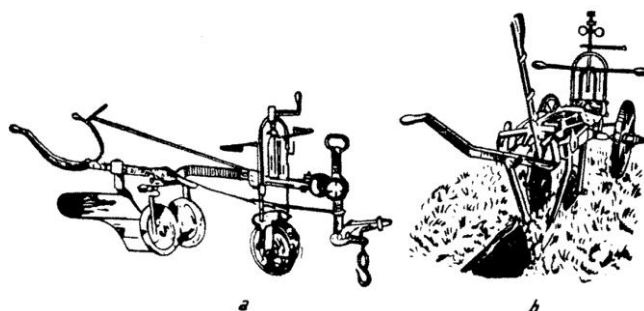


Fig. 6.18. Pluguri de pajiște; a – pentru rigole mici; b – pentru rigole mari.

d. *Udarea în spinări* implică amenajarea terenului sub forma unei prisme triunghiulare, mult turtită, pe a cărei creastă este amenajată longitudinal rigola de revărsare (fig. 6.19).

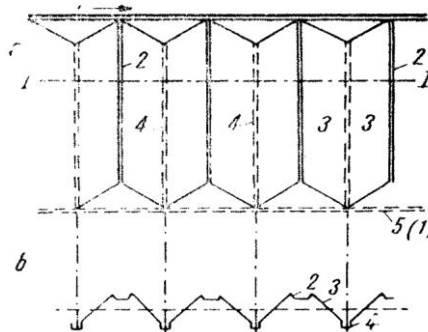


Fig. 6.19. Irigarea prin spinări: a – plan; b – secțiunea I-I; 1 – rigolă de distribuție; 2 – rigolă de revărsare; 3 – planuri înclinate; 4 – rigolă de colectare; 5 – șanț de evacuare.

Din rigola de distribuție 1, apa este derivată în rigolele de revărsare 2, iar când acestea sunt pline deversează peste terenul irigabil (planurile înclinate 3), de o parte și alta, sub forma unei pânze continue. Apa rămasă neinfiltată se colectează în rigolele de colectare 4 situate la piciorul planului înclinat, iar din acestea trece în șanțul de evacuare 5, ce poate avea, pentru terenul din aval, rolul rigolei de distribuție (1).

Planurile înclinate (spinările) au dimensiuni impuse de pantă și textură și se determină pe cale analitică asemănător fâșiilor (vezi 6.1.1.2); lățimea variază între 10 m (la soluri ușoare) și 50 m (soluri grele), iar lun-

gimea între 20 și 100 m (după textură).

Irigația în spinări se acomodează celor mai variate forme de relief ($I < 2\%$), putându-se construi și etajat.

6.1.1.3. Udarea prin inundare

Această metodă constă din aducerea unui debit mare de apă, pe suprafața de irigat, cu care se formează un strat de inundare de 10-20 cm. Umezirea terenului are loc prin infiltrația verticală a apei în sol și se folosește pentru irigarea orezului, pentru spălarea sărăturilor, pentru irigația prin bazine temporare, la valorificarea apelor de viitură și în alte cazuri speciale.

6.1.1.4. Metode de udare la plantații de pomi, vie și la diferite culturi izolate

a. *Udarea pomilor fructiferi* se mai obișnuiește încă a se face în cupe sau cuiburi (metodă defectuoasă), sau prin brazde circulare (fig. 6.20), alimentarea lor făcându-se din brazde longitudinale.

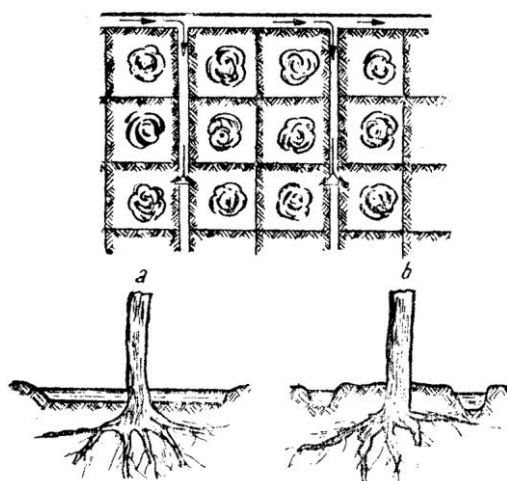


Fig. 6.20. Udatul pomilor în cupe și brazde circulare: a – cupă; b – brazdă circulară.

În vederea posibilității mecanizării procesului de udare și lucrarea salului după udare se recomandă udarea livezilor printr-o serie de brazde lungi și drepte, duse printre șirurile de pomi. În acest caz, udarea se poate face în două feluri.

De-a lungul șirului de pomi, pe la periferia coroanelor, se trasează niște brazde lungi de 100-150 m, care se alimentează cu apă dintr-o rigolă de irigație (fig. 6.21).

Din aceste brazde longitudinale, perpendicular pe ele, pornesc brazde scurte de 3-6 m (în funcție de vârsta pomilor), înfundate.

Caracteristicile brazdelor transversale sunt: distanța dintre brazde 1 m; adâncimea lor 15-20 cm; lățimea la suprafață 25-30 cm; distanța brazdei celei mai apropiate de trunchiul pomului, minimum 50 cm.

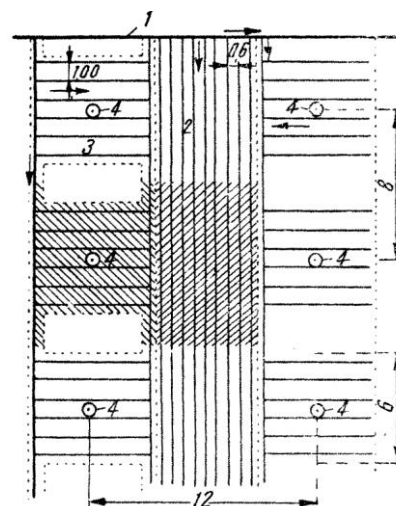


Fig. 6.21. Udarea livezilor de pomi prin brazde longitudinale și transversale: 1 – rigolă de irigație; 2 – brazde longitudinale; 3 – brazde transversale; 4 – pom.

Udarea pomilor fructiferi se poate face prin trăsarea între șirurile de pomi a unei serii de 3-6 brazde lungi, cu următoarele caracteristici (fig. 6.22):

– distanța dintre brazda cea mai apropiată și șirul de pomi este de 30-60 cm pentru pomii tineri și de 80-120 cm pentru pomii maturi; adâncimea brazdelor este de 15-20 cm; debitul de alimentare al unei brazde este de 0,5-1,0 l/s.

Brazdele se alimentează din rigolele de irigație, care pot fi făcute din pământ, din jgheaburi de lemn, tuburi de beton subterane, conducte flexibile, sau rigide ($h = 0,7-0,8$ at).



Fig. 6.22. Plantații de pomi udați prin brazde longitudinale.

b. *Udarea viței de vie*. Udarea viilor se face în mod asemănător cu aceea a livezilor de pomi fructiferi. Printre rândurile de viță de vie, la distanța de 50 cm de rândul de butuci, se trasează brazde lungi de udare, în vederea umezirii întregii suprafețe, dată fiind extinderea rădăcinilor viței în lături, precum și pentru udarea plantelor dintre rânduri, dacă există (ierburi ce au și rol de a preveni eroziunea). Între rândurile de viță care sunt distanțate la $2 \div 2,5 \div 3$ m se trasează de obicei 2-3 brazde de udare.

c. *Udarea plantelor ce se întind la suprafața pământului* (pepeni, castraveți); se folosește următoarea metodă: la începutul vegetației se trasează brazde înguste și de mică adâncime prin mijlocul spațiului dintre rânduri. Mai târziu, când în urma dezvoltării tulpinile se întind pe suprafața solului, se desființează jumătate din numărul brazdelor, iar cele rămase se largesc și se adâncesc. Brazdele rămase fără apă servesc pentru întinderea vrejilor.

6.1.2. MĂSURI ȘI DISPOZITIVE PENTRU RIDICAREA RANDAMENTULUI METODELOR DE UDARE PRIN SCURGERE LA SUPRAFAȚĂ

Între vechile sisteme de irigații și progresele mecanizării agriculturii s-a înregistrat la un moment dat un evident dezacord (prin lipsa de mecanizare și automatizare a tehnicii irigației), care a frânat dezvoltarea agriculturii irigate. Exemplul citat de V.A. Saumean este edificator: în timp ce pentru lucrarea (mecanizat) după udare a unei suprafețe de 1.000 ha cereale sunt necesare 50-60 zile-om, pentru udarea manuală a aceleași suprafețe sunt necesare până la 400 zile-om.

Pentru realizarea concordanței dintre timpul de udare și cel de lucrarea solului, tehnica irigației¹ trebuie dezvoltată la nivelul mecanizării și automatizării moderne, ceea ce se realizează prin:

- adoptarea sistemului de irigație cu canale provizorii (în țara noastră s-a introdus după anul 1951);
- pregătirea corespunzătoare – prin nivelare – a terenului irigabil și trecerea la brazde și fâșii lungi;
- îmbunătățirea tehnicii de distribuția apei din canalele provizorii de irigație în rigole, brazde și fâșii, prin înlocuirea procedului vechi de tăiere a taluzelor, cu dispozitive de tipul tuburilor, vanetelor și sifoanelor (în țara noastră acest procedeu este generalizat).

Sectorul de hidroameliorații al țării noastre a început să pregătească baza tehnică necesară, care să permită industrializarea construirii sistemelor și creșterea eficienței acestora prin: înlocuirea rigolelor și chiar a canalelor provizorii prin conducte flexibile și rigide; înlocuirea canalelor de distribuție din interiorul gospodăriilor (cdgs și cds) prin jgheaburi prefabricate din beton armat; adoptarea sistemelor de aducțiune și distribuție sub formă de conducte fixe sub presiune.

6.1.2.1. Amenajarea rețelei provizorii

a. *Condiții de proiectare.* Sub denumirea de rețea provizorie de irigație se înțeleg toate elementele

sistemului de irigație, începând de la ultimul canal permanent – canalul de distribuție de sector – și până la ultimele elemente de udare, adică brazdele și fâșiile.

Rețeaua provizorie de irigație se găsește cu totul în interiorul parcelei de irigație și pentru proiectarea și executarea ei trebuie să se aibă în vedere: mecanizarea muncilor și transporturilor; caracterul reliefului și solului; trecerea debitului necesar pentru udare cu minimum de pierderi; minimum de cheltuieli generale.

Mecanizarea muncilor agricole cere ca suprafața, dimensiunile și configurația parcelei irigate, care constituie elementele hotărâtoare în mecanizare, să îndeplinească mai multe condiții.

Suprafața să aibă o formă dreptunghiulară sau unghiuri de cel puțin 60°, cu laturi paralele pe cât posibil, pentru a ușura mecanizarea muncilor și plantarea în rânduri.

Dimensiunile optime pentru mecanizare sunt impuse de mersul tractorului, pentru care se cere o lungime de cel puțin 500 m și de cel mult 1.500 m, deoarece de la această lungime în sus creșterea randamentului este foarte mică.

Relieful are foarte mare importanță în trasarea rețelei provizorii de irigație; pentru $I_t < 0,002-0,015$ și relief plan – foarte neregulat, lungimea parcelelor $L = 1.500-500$ m, iar lățimea = 100-200 m.

Standardizarea suprafeței este un alt principiu important de care ar trebui să se țină seama la proiectare. Ea trebuie să urmărească:

- suprafețele parcelelor de irigație să fie egale între ele (cu $\pm 10-20\%$);
- suprafața parcelelor mici față de cele mari să fie în proporție multiplă, pentru a permite unirea lor într-o singură parcelă, în funcție de asolament.

Această standardizare va avea ca rezultat și uniformizarea tipului de canale provizorii și de rigole de irigație (secțiuni, debite, instalații etc.).

b. *Amplasarea canalelor provizorii de irigație.* Amplasarea se face în funcție de relieful terenului, după două scheme:

- amplasarea longitudinală ($I_t < 1\%$, cu rigole, respectiv cu conducte transportabile);
- amplasarea transversală ($1\% < I_t < 15\%$, fără rigole).

La amplasarea *longitudinală*, canalul provizoriu de irigație al parcelei se construiește paralel cu direcția brazdelor de udare (fig. 6.23).

Alimentarea cu apă a brazdelor de udare se face în acest caz prin rigolele de irigație, care se duc perpendicular pe direcția brazdelor de udare.

În funcție de panta terenului, canalul provizoriu poate avea acțiune bilaterală (fig. 6.24) sau acțiune unilaterală (fig. 6.25). A doua soluție se adoptă în caz de pantă mare a terenului, pentru a se evita erodările.

¹ Ne referim numai la irigația prin scurgere la suprafață.

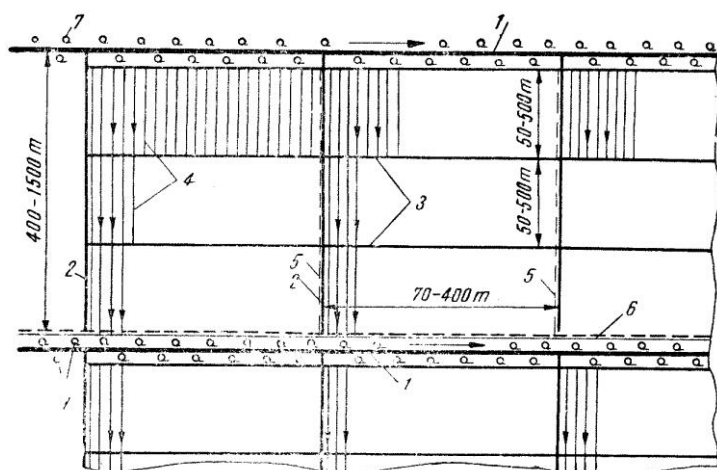


Fig. 6.23. Rețeaua provizorie – Schema longitudinală: 1 – canal distribuitor de sector; 2 – canal provizoriu de irigație; 3 – rigolă de irigație; 4 – brazde de udare; 5 – șanț de evacuare; 6 – canal colector de sector; 7 – perdea de protecție.

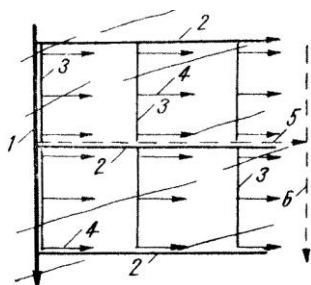


Fig. 6.25. Amplasarea canalelor provizorii de irigație cu acțiune unilaterală: 1 – canal distribuitor de sector; 2 – canal provizoriu de irigație; 3 – rigole de irigație; 4 – direcție de udare (brazde); 5 – șanț de evacuare; 6 – canal colector de sector.

La amplasarea *transversală*, canalele provizorii de irigație se fac perpendicular pe brazdele de udare (fig. 6.26). În acest caz, alimentarea cu apă a brazdelor de udare se face direct din canalele provizorii de iriga-

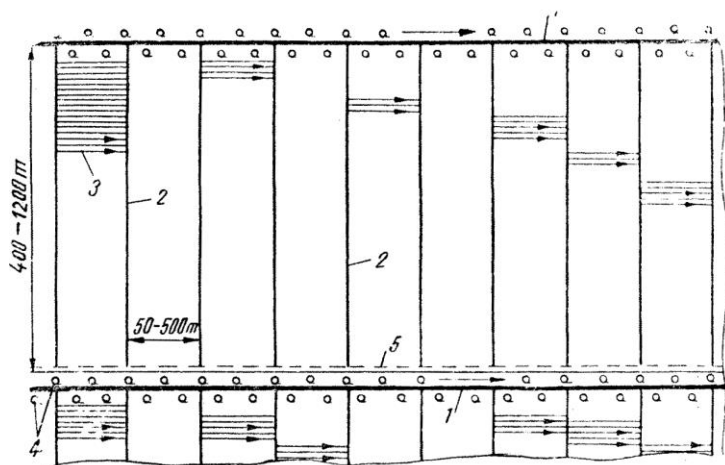


Fig. 6.26. Rețeaua provizorie – schema transversală: 1 – canal distribuitor de sector; 2 – canal provizoriu de irigație; 3 – brazde de udare; 4 – perdea de protecție; 5 – canal colector de sector.

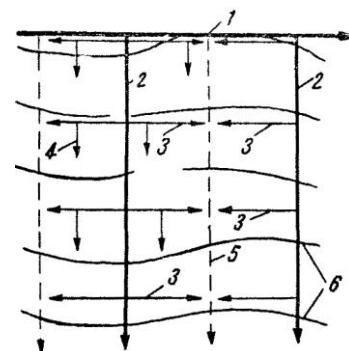


Fig. 6.24. Amplasarea canalelor provizorii de irigație cu acțiune bilaterală: 1 – canal distribuitor de sector; 2 – canal provizoriu de irigație; 3 – rigolă de irigație; 4 – direcție de udare (brazde); 5 – șanț de evacuare; 6 – curbe de nivel.

ție, fără ajutorul rigolelor de irigație.

În funcție de relieful și panta terenului, canalele provizorii de irigație pot avea, în cazul acestei scheme, fie o amplasare după linia de cea mai mare pantă a terenului (fig. 6.27) cu $L \sim 400$ m, fie paralel sau oblic față de curbele de nivel (fig. 6.28), cu $L = 400-600-1.200$ m.

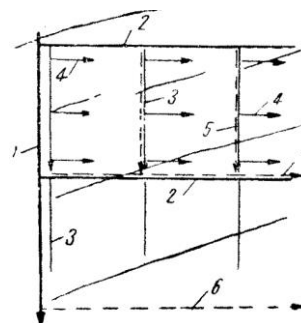


Fig. 6.27. Amplasarea canalelor provizorii de irigație după linia de cea mai mare pantă: 1 – canal principal de irigație; 2 – canal distribuitor de sector; 3 – canal provizoriu; 4 – direcția de udare (brazde); 5 – șanț de evacuare; 6 – canal colector de sector.

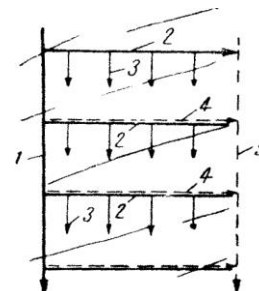


Fig. 6.28. Amplasarea canalelor provizorii de irigație oblic față de curbele de nivel: 1 – canal distribuitor de sector; 2 – canal provizoriu; 3 – direcția de udare (brazde); 4 – șanț de evacuare; 5 – canal colector de sector.

c. Dimensionarea canalelor provizorii de irigație

Lungimea canalului provizoriu de irigație, ca și a parcelelor de irigație, se alege de cel puțin 400 m și cel mult 1000-1200 m, iar lățimea (parcelelor) de 70-400 m.

Debitul și secțiunea transversală a canalelor provizorii de irigație se aleg, în primul rând, în funcție de modul de amplasare. Astfel, la amplasarea transversală, când mașinile agricole urmează să le traverseze în timpul muncilor, secțiunea trebuie astfel aleasă, ca să permită aceasta, deci calculată pentru un debit de 20-40 l/s. La amplasarea longitudinală, când mașinile merg paralel cu canalul provizoriu, fără a trebui să-l traverseze, secțiunea acestuia se poate calcula pentru un debit de 60-80 l/s, în funcție de condițiile de sol și de lungimea canalului.

În figura 6.29 se dă secțiunea tip a unui canal provizoriu de irigație, care se face în semidebleu- semi-rambleu. La pante mari, cota apei întrece cu 5-10 cm pe aceea a suprafeței terenului, iar la pante mici – cu maximum 15 cm.

Debitul canalului provizoriu de irigație Q_{cpi} se stabilește în funcție de mărimea suprafeței parcelei de irigat D și L , de durata de funcționare a canalului provizoriu pentru udarea întregii parcele t și de norma de udare m , prin relația (fig. 6.30):

$$Q_{cpi} = \frac{m \cdot D \cdot L}{10^4 \cdot 86,4 \cdot t} \text{ [l/s]} \quad (6.33)$$

sau în funcție de numărul de rigole n ce funcționează simultan (v. fig. 6.30) prin relația:

$$Q_{cpi} = n \cdot q_{ri} \text{ [l/s]} \quad (6.34)$$

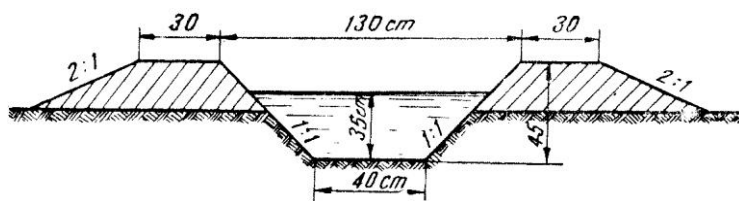


Fig. 6.29. Secțiune transversală printr-un canal provizoriu de 40-80 l/s.

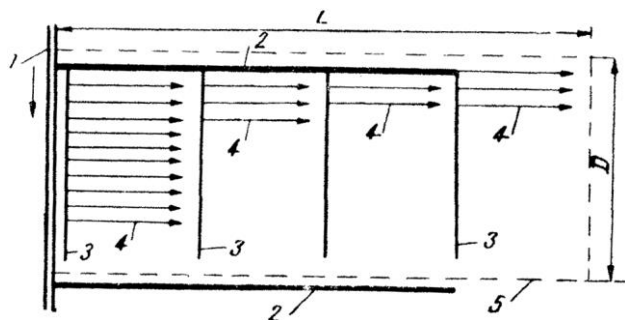


Fig. 6.30. Schema unei parcele de irigație: 1 – canal distribuitor de sector; 2 – canal provizoriu; 3 – rigolă de irigație; 4 – brazde de udare; 5 – limita parcelei.

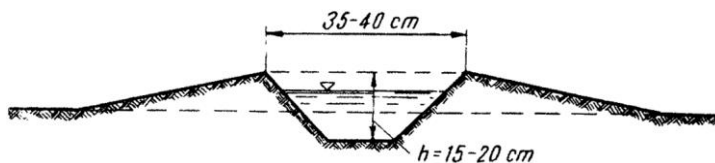


Fig. 6.31. Secțiunea transversală a unei rigole de irigație.

în care:

q_{ri} este debitul unei rigole de irigație în l/s.

În figura 6.31 se arată secțiunea unei rigole de irigație, în care se văd elementele și faptul că nivelul apei din rigolă este mai ridicat decât nivelul terenului.

Durata de udare a parcelei de irigat, deci durata de funcționare a canalului provizoriu, se stabilește și în funcție de durata lucrării sau prăsirii mecanice a parcelei (nu depășește 24-48 de ore).

În tabelul 6.4 este arătată lățimea la fund b și înălțimea apei din canal h , în funcție de debitul și panta canalului. Panta canalului provizoriu se ia egală cu panta medie a traseului (deci a terenului).

Tabelul 6.4. Elementele canalului provizoriu de irigație (c.p.i.)

Panta canalului provizoriu de irigație	Debitul în l/s							
	20		40		60		80	
	b	h	b	h	b	h	b	h
< 0,001	30	30	50	30	50	35	50	40
0,001-0,003	30	25	40	30	50	30	50	35
0,003-0,005	30	20	40	25	50	25	50	30
0,005-0,007	30	20						

Raportul $\beta = \frac{b}{h}$, pentru canalele cu

pantă mare, expuse erodării, variază de la 1 până la 2, în care caz $V < 0,5-0,6$ m/s. Nivelul apei în canalul provizoriu de irigație depinde de metodele de udare ce se aplică și de pierderea de sarcină la trecerea apei în rigole, brazde și fâșii.

Cota apei din canalul provizoriu de irigație (care condiționează și cota de dominație a cds) va fi dată de relația:

$$H_p = h_t + \Delta h + \sum Z \quad (6.35)$$

în care:

H_p este cota apei în canalul provizoriu de irigație în punctul examinat (corespunzător punctului în care se ia cota terenului);

h_t – cota punctului mediu cel mai ridicat de pe parcelă, care mai poate fi irigat cu apa având cota H_p ;

Δh – grosimea stratului de apă de pe parcelă (0-20 cm);

$\sum Z$ – pierderile de sarcini (0,05-0,10 m).

d. *Execuția canalelor provizorii de irigație* se face în fiecare an o dată cu semănatul, dacă nu împiedică această acțiune, sau după răsărirea culturilor, când plantele sunt mici (la păioase cel mai târziu la terminarea înfrățitului).

Traseul cpi se nivelează odată cu nivelarea capitală în scopul realizării unei pante de 1-5‰. Execuția se poate face cu plugul PPC atașat tractorului U 26-27 sau cu un utilaj prevăzut cu o cormană de formă semi-elicptică și cu dispozitive laterale pentru digulețe – tip Hakassk (fig. 6.32). Trasarea digulețelor se poate realiza mecanizat, din cele două parcursuri.

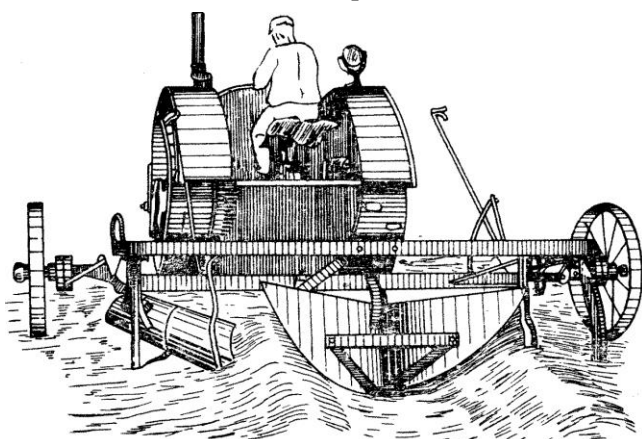


Fig. 6.32. Utilaj pentru canale provizorii.

6.1.2.2. Dispozitive de derivarea și reglarea scurgerii în rețeaua provizorie

Dozarea – raționalizarea – distribuirii apei între elementele udării de suprafață, ce se impune în scopul umezirii uniforme a solului și reducerii pierderilor de apă, se realizează cu ajutorul unor dispozitive simple, comode, rezistente și ieftine, ca: *tuburile*, *sifoanele* și *vanetele*. În același scop, ca și pentru mărirea randamentul muncii de udare, se folosesc și conducte rigide și flexibile, înlocuitoare ale canalelor provizorii și ale rigolelor.

– Tuburile de udare (fig. 6.33) se instalează în corpul digulețului elementului de udare superior (cpi sau ri), pentru fiecare brazdă sau rigolă câte un tub, la 3-10 cm sub nivelul apei din cpi sau ri.

Tuburile se fac cu secțiuni circulare, pătrate, dreptunghiulare și din diverse materiale: PCV, ceramică, lemn, tablă, beton ș.a.

Volumul de apă necesar

pentru fiecare brazdă m_b va fi:

$$m_b = \frac{1.000 \cdot m \cdot l \cdot b}{10.000} \quad [l] \quad (6.36)$$

Debitul de apă necesar pentru o brazdă q_b va fi:

$$q_b = \frac{m_b}{t} = \frac{0,1 \cdot m \cdot l \cdot b}{t} \quad [l/s] \quad (6.37)$$

în care:

t este timpul de udare al brazdei, în secunde, ce se determină în funcție de viteza de infiltrație a apei în sol, care la rândul ei se află (A.N. Kosteakov):

$$K_m = \frac{K_0}{t^x} \quad (6.38)$$

în care:

$x = 0,30-0,90$, în funcție de proprietățile solului și de umiditatea inițială.

Practic, valoarea lui t se determină astfel: se aleg câteva brazde din sectorul respectiv. Se introduce în ele norma de udare dată m_b și se cronometrează timpul de infiltrație a apei.

Rezultă de aici, că pentru a determina capacitatea de trecere a dispozitivelor care distribuie apa în brazde sau fâșii, trebuie să se țină seama de mărirea normelor de udare, de dimensiunile brazdelor sau fâșiilor și de timpul necesar pentru infiltrarea în sol a apei din brazde sau fâșii.

Capacitatea de trecere a rigolelor de irigație și deci a dispozitivelor pentru distribuția apei din ele se va stabili în funcție și de condițiile de productivitate a lucrătorilor care execută udarea.

Dacă în timpul udării un lucrător-udător poate uda concomitent k brazde, capacitatea de trecere a rigolelor de irigație q_0 va trebui să fie:

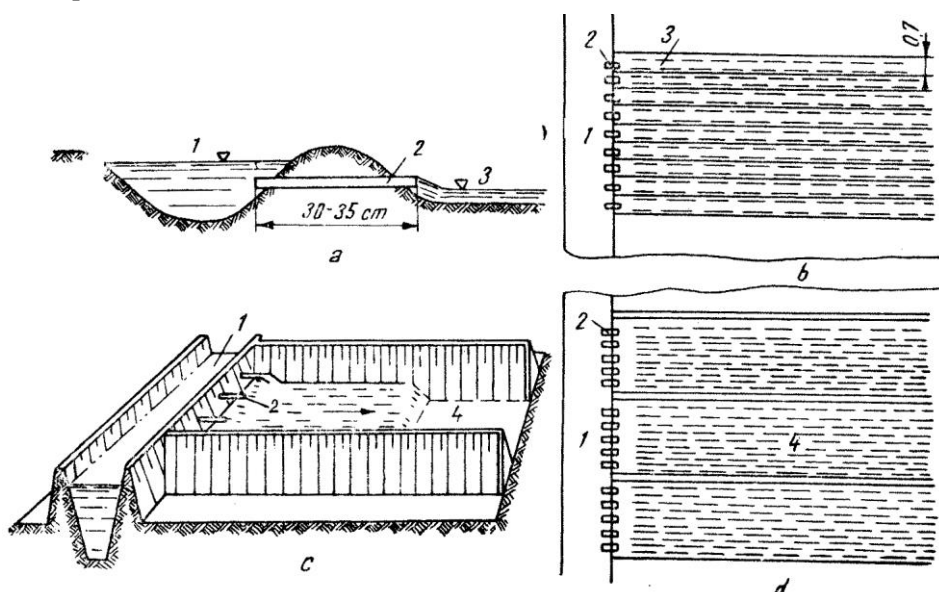


Fig. 6.33. Derivarea apei cu ajutorul tuburilor: a, b – alimentarea brazdelor; a – secțiune; b – plan; c, d – alimentarea fâșiilor; e – secțiune; d – plan; 1 – rigolă; 2 – tub; 3 – brazdă; 4 – fâșie.

$$q_0 = k \cdot q_b = \frac{0,1 \cdot K \cdot m \cdot b}{t} \quad (6.39)$$

Fiind vorba de tuburi cu lungime mică, se mai poate aplica pentru calculul hidraulic formula conductelor scurte:

$$Q = \mu_c \omega \sqrt{2gH} \quad (6.41)$$

în care:

μ_c – este coeficientul de debit al conductei:

$$\mu_c = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \sum \zeta}}$$

α – coeficientul lui Coriolis (1,05-1,1);

$\sum \zeta$ – suma coeficienților de rezistență locală.

Cu tot randamentul ridicat (un lucrător-udător poate manipula circa 30 tuburi), acestea nu se pot bucura de mare răspândire din cauză că îngroparea și dezgroparea în digulețe, cu fiecare udare, necesită timp și conduce la degradarea digulețelor.

O variantă a tuburilor de udare sunt vanetele folosite în special la orezării, pentru alimentarea și evacuarea apei din parcele; și acestea sunt transportabile, însă rămân stabile un sezon de vegetație.

Vanetele se construiesc sub forma unor cutii paralelipipedice, cu lungimea de 1,80-2,00 m și secțiunea de 25 x 30 cm sau 28 x 28 cm, din scânduri de brad groase de 3 cm (fig. 6.34).

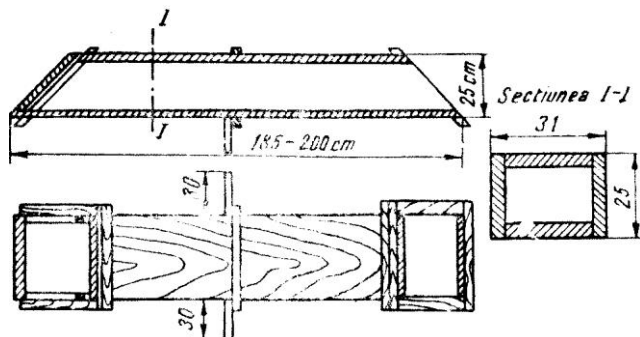


Fig. 6.34. Vanetă folosită în orezării.

Aceste vanete se pot construi și din alte materiale ca, beton ș.a.

În cazul înlocuirii rigolelor de irigație și chiar a canalelor provizorii, cu jgheaburi (din lemn sau beton) amplasate direct pe teren, distribuția apei se poate face prin tuburi laterale sau prin deschideri cu obloane (fig. 6.35).

În cazul repartiției unui debit mic de apă ($q_0 = 0,5-2$ l/s) necesar alimentării brazdelor (fig. 6.35, a) se folosesc tuburi ($\varnothing = 20-40$ mm) cu robinet interior; în cazul alimentării rigolelor de irigație ($q_r = 10-20$ l/s) se folosesc dispozitive de derivație cu obloane laterale (fig. 6.35, b).

Sifoanele de udare mobile servesc la distribuția apei din canalul provizoriu în brazde și fâșii; pot servi

și pentru trecerea apei din canalul distribuitor de sector în canalele provizorii, peste digulețe, fără deteriorarea acestora (fig. 6.36, a, b, c).

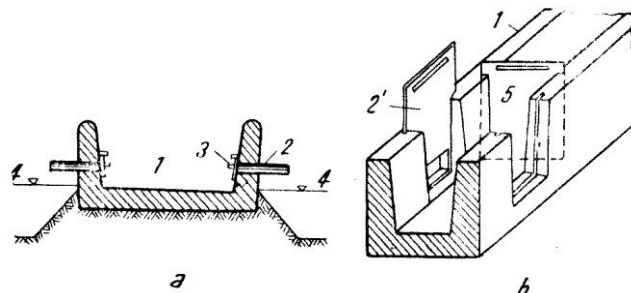


Fig. 6.35. Distribuția apei din jgheaburi-rigole: a – cu tuburi laterale; b – cu obloane; 1 – jgheab – rigolă prefabricat; 2 – tub; 2' – oblon lateral; 3 – robinet; 4 – brazdă de udare; 5 – oblon transversal.

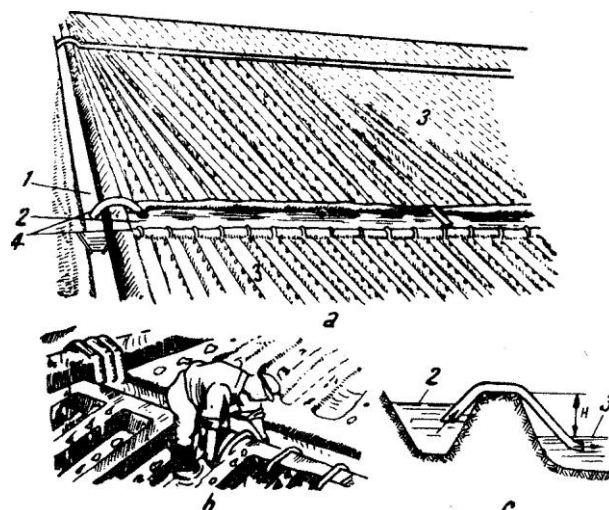


Fig. 6.36. Udarea pe brazde cu ajutorul sifoanelor mobile: a – vedere de ansamblu; b – amorsare; c – detaliu de amplasare; 1 – canal distribuitor de sector; 2 – canal provizoriu; 3 – brazde de udare; 4 – sifoane mobile.

Sifoanele mobile se construiesc cu $d = 15-200$ și maxim 400 mm, din diverse materiale: PCV ($d = 15-100$ mm); tablă ($d = 100, 150, 200, 250$ mm și mai rar $d = 400$ mm) și cauciuc ($d = 20-100$ mm).

În figura 6.37, a, b, se dau 4 tipuri de sifoane mobile din PCV folosite în producție (cu $\varnothing \leq 100$ mm).

Sifoanele au mai multe avantaje în comparație cu alte măsuri de distribuție a apei, printre care: se pot instala în orice punct în rețeaua de udare, nu necesită instalații suplimentare, pot îndeplini și funcția de apometre; fiind ușor mobile se pot muta în exploatare și deci se economisesc materiale ș.a.

Udarea cu sifoane mobile prezintă indici economici superiori (un udător poate mânui peste 30 de sifoane), în schimb trebuie remarcate și deficiențele produse de cerințele de amorsare manuală (v. fig. 6.36), precum și faptul că lucrătorii udători trebuie să lucreze în permanență în apă, care este rece primăvara.

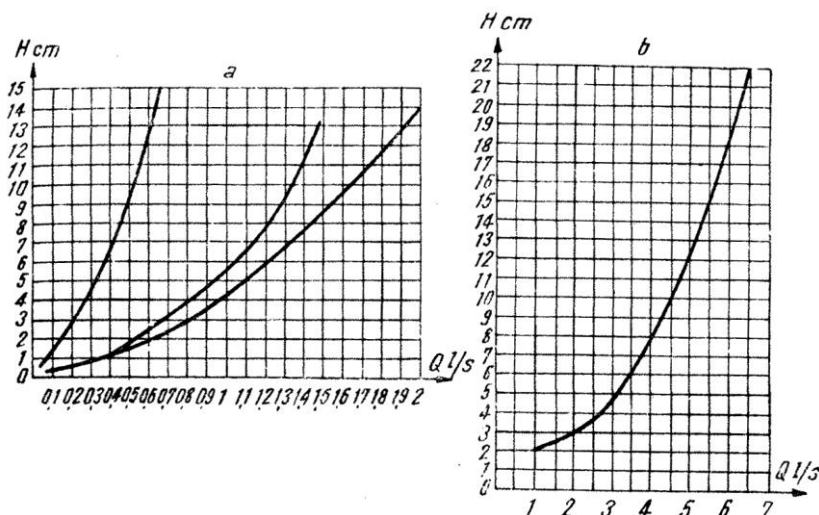


Fig. 6.41. Debitul sifoanelor mobile cu difuzor – $Q = f(H)$: a – pentru tipurile 1, 2, 3; b – pentru tipul 4.

Wehry). Prin scufundarea sifonului în apa din canal, până la umplere, și prin apăsarea cu mâna a dispozitivului astfel ca mingile să închidă etanș gurile difuzoarelor (fig. 6.42) se realizează amorsarea și astfel pregătit sifonul este pus în condiții de lucru.

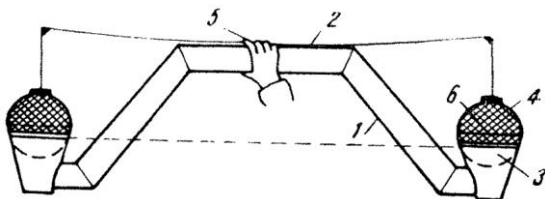


Fig. 6.42. Dispozitiv de amorsare: 1 – sifon cu difuzor; 2 – bară metalică; 3 – minge de cauciuc; 4 – plasă de sârmă; 5 – loc de strângere a sifonului cu mâna; 6 – diametrul mingii.

Panourile mobile (stăvilare transportabile) re-

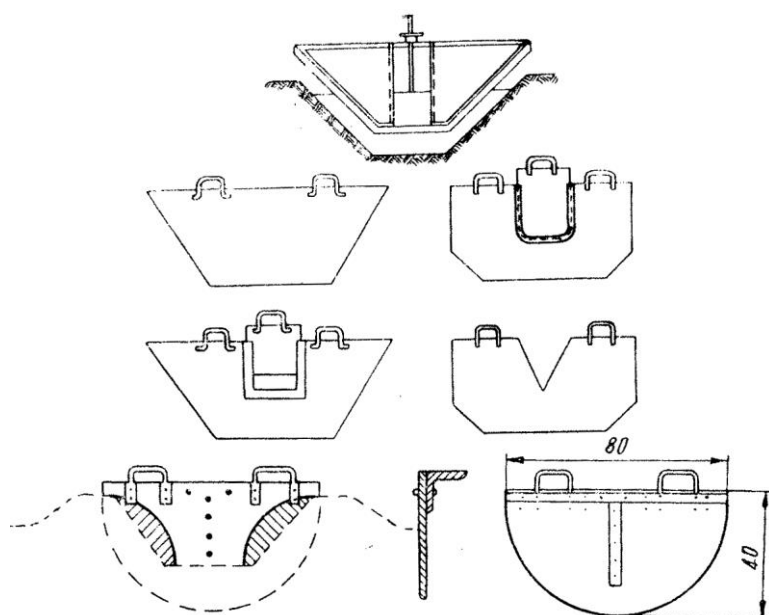


Fig. 6.43. Panouri mobile metalice și din scânduri.

glează nivelul apei în canalele provizorii și în rigolele de irigație, la derivații. Se pun de-a curmezișul elementului de alimentare, în aval de punctul de derivație. Panourile se confecționează din tablă (3 mm), scândură sau pânză cu diverse forme (fig. 6.43).

Pentru menținerea nivelului de apă necesar și pentru evitarea deteriorării canalelor, aceste panouri pot fi prevăzute cu preaplinuri triunghiulare sau dreptunghiulare.

6.2. TEHNICA IRIGAȚIEI PRIN ASPERSIUNE

6.2.1. EFECTUL IRIGAȚIEI PRIN ASPERSIUNE

6.2.1.1. Definiție – generalități

Irigația prin aspersiune reprezintă metoda de distribuire a apei de irigație pe teren, sub formă de ploaie.

Metodele clasice de udare a solului prin scurgerea la suprafață prezintă, după cum s-a arătat, și o serie de neajunsuri.

Aceasta a făcut pe specialiști să-și îndrepte privirile spre alte procedee mai perfecționate, cum sunt următoarele:

- provocarea artificială a ploii prin crearea condițiilor favorabile pentru concentrarea și condensarea vaporilor de apă din atmosferă și dirijarea acestora pe terenurile ce reclamă apă;

- răspândirea sub formă de ploaie a apei aduse dintr-o sursă oarecare, servindu-se pentru aceasta de instalații, agregate și aparatură specială.

În timp ce rezolvarea primei probleme se află la început, în stadiul experimental, în a doua direcție (aspersiunea) s-au făcut progrese mari la nivelul tehnicii mondiale.

*

Tehnica însămânțării norilor reci – cu diverși agenți glaciali: zăpadă carbonică, iodură de plumb, floroglucina și iodura de argint – care s-a dovedit cel mai bun germen de congelare sau de depunere, dar e prea scump – s-a dezvoltat în laboratoarele „General Electric”, conduse de Languir, laureat al Premiului Nobel.

O serie de savanți cu renume mondial studiază problema: suedezul Thor Bergeron (autorul grandiosului proiect de folosire a ener-

giei nucleare pentru vaporizarea apei pe coasta sud-vestică a Africii pentru îmbunătățirea climei Saharei); B. Vonnegut (care a descoperit mijlocul de concentrare a nucleelor de condensare sub formă de pulberi cristaline artificiale: un miligram de iodură de argint este suficient pentru a se obține 5.000.000 particule minuscule – nuclee de condensare artificială); prof. francez Henri Dessens – conducătorul Institutului de fizică a atmosferei din Lannemezan (în sud-vestul Franței există 235 generatoare de însămânțare a norilor pentru prevenirea grindinei, ale „Asociației de studii a mijloacelor de luptă împotriva flagelurilor atmosferice”); R. Serpolay (care tratează cețurile suprafaționate cu propan – pe aeroportul Orly); J. Namias; Welchmann ș.a.

*

În anul 1939 suprafața irigată prin aspersiune se aprecia la 100.000 ha pe glob, pentru ca în 1960 să ajungă la 2.500.000 ha, iar creșterea anuală la 10%.

În țara noastră, aspersiunea ocupa circa 80% din totalul suprafeței agricole amenajate pentru irigații (400.000 ha) la sfârșitul anului 1967.

Aducțiunea și distribuția apei se realizează prin: sisteme, instalații, agregate și aspersoare (pulverizatoare).

6.2.1.2. Avantajele și dezavantajele irigației prin aspersiune

a. *Avantaje.* Aspersiunea este indicată a se aplica în următoarele cazuri: pe terenuri și la culturi ce reclamă udări dese și cu norme mici de apă; pentru a evita pericolul de înmlăștinare, salinizare, levigare a solului sau tasare; pe terenurile permeabile; pe solurile subțiri și care nu permit nivelarea accentuată; (nu trebuie să se înțeleagă greșit că aspersiunea omite nivelarea); pe terenuri cu microrelief neregulat; în cazul când rezervele de apă sunt limitate: în cazul înălțimilor mari de pompare, unde consumul de apă trebuie redus pentru a se micșora cheltuielile de pompare; în cadrul gospodăriilor deficitare în brațe de muncă.

Posibilitatea dozării riguroase a volumelor de apă distribuite, conform necesităților solului și plantelor, prin reglarea duratei de funcționare a aspersoarelor, reprezintă una din calitățile importante ale aspersiunii.

Aspersiunea mai prezintă următoarele avantaje: înlătură divizarea terenului arabil printr-o rețea de canale și digulețe, economisește terenul prin îngroparea conductelor și asigură mecanizarea maximă a muncilor agricole; canalele de irigație prin aspersiune construindu-se în debleu pot îndeplini și funcția de colectare și evacuare a apelor excedentare de suprafață, întocmai ca și un sistem de desecare prin canale; creează posibilitatea administrării de norme de udare mici pentru asigurarea germinării semințelor; creează posi-

bilitatea ameliorării sărăturilor prin drenaj și spălări prin aspersiune etc.; reduce fenomenul de erodare al terenului în pantă în comparație cu alte metode (C.S. Wright – 1960); intensitatea aspersiunii se poate adapta caracteristicilor solului; creează posibilitatea de a se mări densitatea plantelor cultivate și de a reduce lucrările agrotehnice.

Aspersiunea reprezintă deocamdată singura metodă efectivă de umezire a păturii de aer de deasupra solului. Apa pulverizată se oxigenează, îmbunătățindu-și calitatea chiar dacă este luată din surse insuficient aerate.

Prin aspersiunea cu intensitate mică se combat gerurile târzii de primăvară sau timpurii de toamnă – brumele, până la temperatura de aproximativ -7°C (Kidder E.H., 1960).

Lupta contra gerurilor prin aspersiune se bazează pe faptul că apa, trecând din stare lichidă (ploaie fină) în stare solidă (polei), îmbracă crengile cu muguri într-o pojghiță protectoare de gheață, care se îngroașă pe măsura continuării udării (fig. 6.44), precum și datorită degajării de căldură ($+0,5^{\circ}\text{C}$).

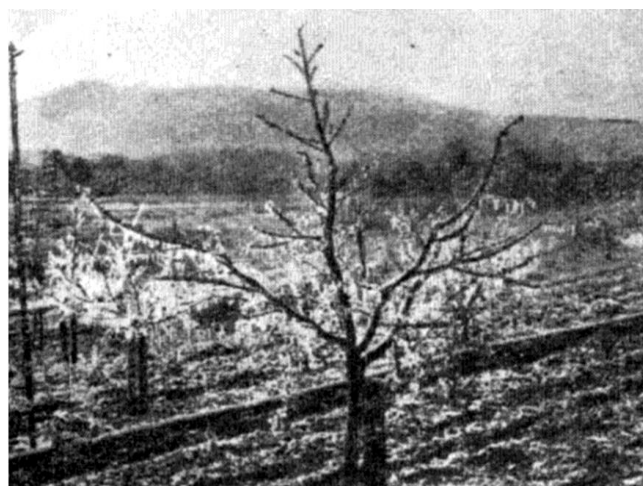
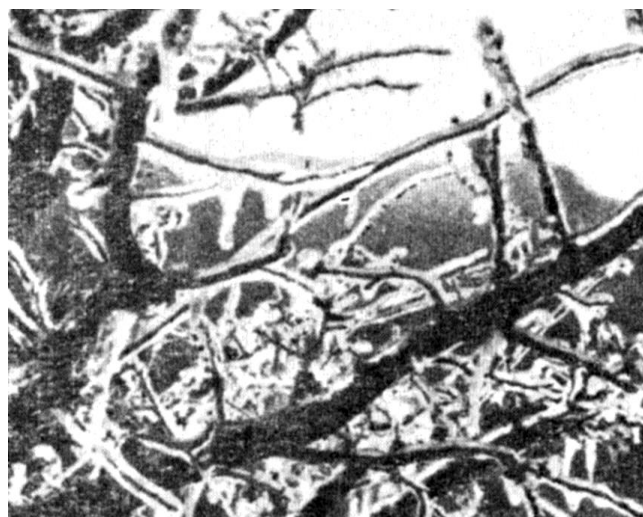


Fig. 6.44. Protejarea pomilor înfloriți contra înghețului prin poleiul creat prin aspersiune

Pe toată durata înghețului sau brumei se recomandă irigarea prin aspersiune a plantelor cu o ploaie fină ($i = 1,7-6,1$ mm/h, la $t = -3,6 \dots -7,1$ °C). Irigarea se întrerupe când temperatura aerului s-a ridicat și gheața de pe plante s-a topit (fig. 6.45.a – M. Poirée – Ch. Ollier, 1962).

Declanșarea automată a instalației de aspersiune antigel se poate realiza prin avertizarea, ca cele de tip Perrot (fig. 6.45.b).

Aspersiunea ajută la creșterea calității fructelor prin mărirea umidității relative, în perioadele secetoase.

Aspersiunea facilitează lupta contra dăunătorilor prin acțiunea directă a apei, ca și prin distribuția substanțelor anticriptogamice.

Agregatele de aspersiune pot fi folosite în perioadele de repaus și în alte scopuri: contra incendiilor, în alimentarea cu apă, la epuismențe, la hidromecanizare.

b. *Dezavantajele.* Irigația prin aspersiune cere instalații și agregate speciale (care nu sunt încă suficient de perfecționate) și unele materiale deficitare; consumul de energie, necesar pomparei apei și pulverizării, este mare; costul instalațiilor și agregatelor pe hectar este mare (cota de amortizare este mai mare decât la metoda clasică); aspersiunea formează crustă pe terenurile grele ($K < 10^{-4}$, $V_i < 3,6$ mm/h) și

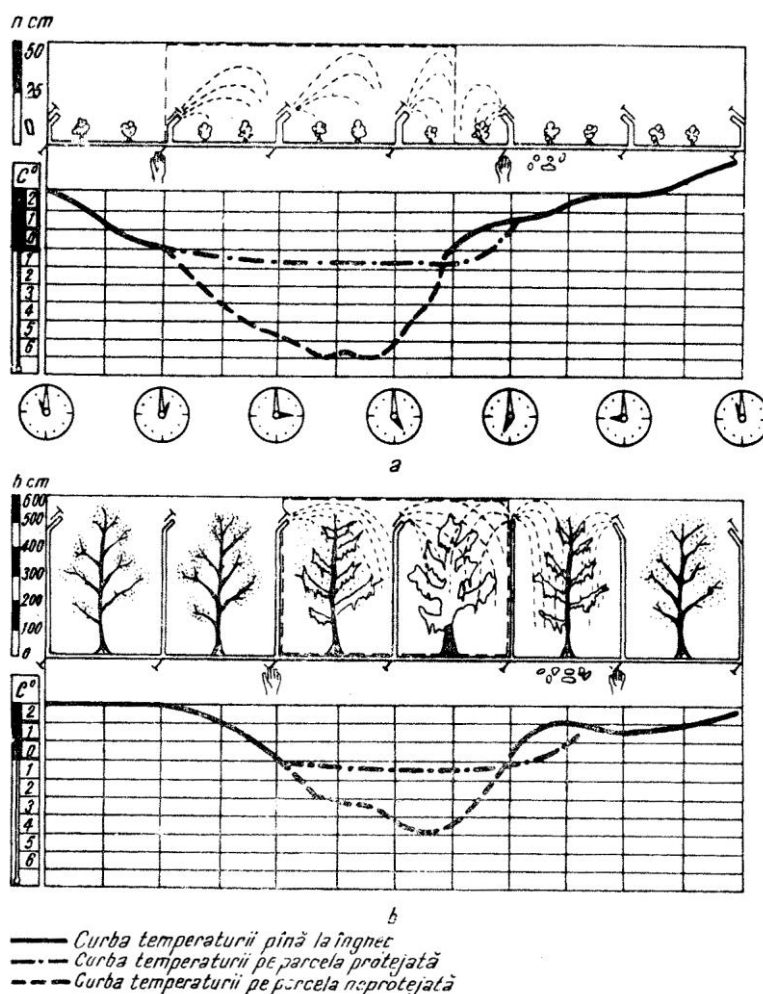


Fig. 6.45.a. Programul de funcționare a instalației de aspersiune pentru protecția culturilor contra înghețului: a – pentru culturi de câmp; b – pentru plantații pomicole.

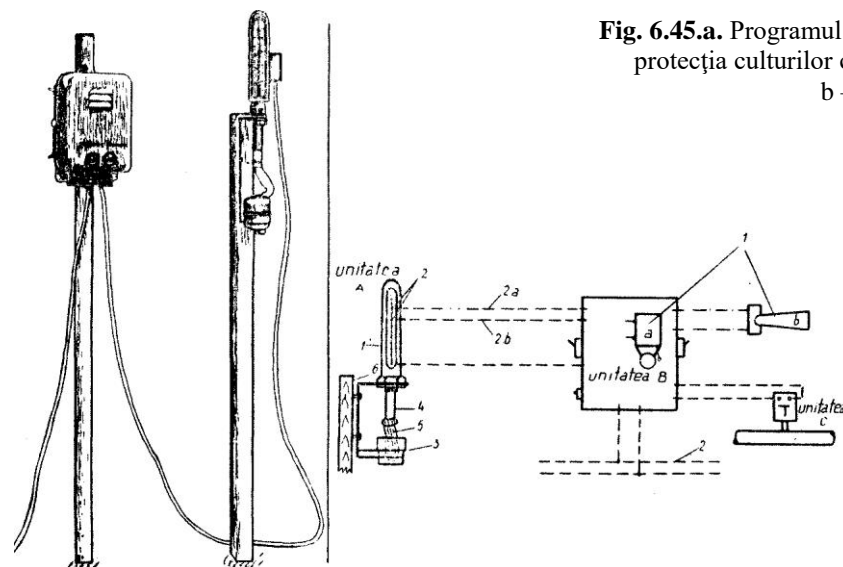


Fig. 6.45.b. Instalația Perrot pentru avertizare antigel: A – unitatea de bază pentru controlul temperaturii; B – unitatea pentru declanșarea avertizării; C – controlul presiunii în rețea; A-1 – termometru contactor (situat la înălțimea culturilor de protejat); 2 – contacte sudate (a – pentru avertisment preliminar la $+1$ °C; b – pentru avertisment principal la 0 °C); 3 – recipient (pahar) cu apă; 4 – tub de legătură cu țesătură permeabilă – muselină; 5, 6 – suport; B-1 – sonerie (a) sau semnalizator acustic exterior (b); 2 – sursă de curent electric (rețea – 220 V sau baterie de acumulatori).

nu se recomandă fără măsuri suplimentare; udarea nu este uniformă la vânturi cu $V > 2$ m/s; pierderile de apă prin evaporație variază între 2 și 25%; pierderile de timp cauzate prin mutarea conductelor pe câmp ajung la 6-12 zile pe sezon la un hectar; greutatea de a uda solul în adâncime în cazul normelor mari de udare sau când este nevoie de spălări; aspersiunea poate favoriza anumite boli criptogamice; udarea florilor poate împiedica polenizarea; picăturile de apă, concentrând razele solare, pot produce arsuri pe frunze.

Din cele de mai sus rezultă că aplicarea irigației prin aspersiune pentru țara noastră nu poate fi privită ca metodă unică și generală, ci în mod diferențiat, în funcție de factorii arătați anterior, dintre care primează: relieful terenului, solul, hidrogeologia și factorii economico-organizaționali.

6.2.2. INDICII DE CALITATE AI ASPERSIUNII

Calitatea aspersiunii (stropirii) se poate exprima prin *intensitatea ploii* și *mărimea picăturilor*, *gradul de pulverizare a jetului de apă* și *uniformitatea stropirii*.

6.2.2.1. Intensitatea stropirii și mărimea picăturilor

Depășirea anumitor limite de intensitate și mărime a picăturilor poate provoca distrugerea structurii solului, mărirea solului în timpul udării și reducerea vitezei de infiltrație a apei în sol, tasarea solului, stagnarea apei pe terenurile plane și apariția scurgerii pe terenurile în pantă, deteriorarea florilor și frunzelor tinere ș.a.

Intensitatea stropirii (i – mm/oră, mm/min, mm/s) depinde de presiunea de serviciu H_s și diametrul duzei d . Intensitatea este influențată de vânt (fig. 6.46).

În aspersiune se pot diferenția mai multe categorii de intensități; de exemplu după caracteristicile constructive și funcționale pot fi: intensități reale, efective, medii, maxime, instantanee. Acestea vor fi puse în evidență cu ocazia descrierii agregatelor și aspersoarelor.

Din punct de vedere agro-fitotehnic se urmărește în toate situațiile realizarea „*intensității optime a stropirii*” ($i = 0,10-0,15$ mm/min) care trebuie să corespundă și vitezei de infiltrație V_i .

La diferitele categorii de soluri corespund vitezele de infiltrație V_i : pentru soluri grele – 0,1-0,2 mm/min; pentru soluri mijlocii – 0,2-0,5 mm/min; pentru soluri ușoare – 0,5-0,8 mm/min.

Intensitatea apei pulverizate se stabilește și în funcție de mărimea normei de udare m ; astfel, s-a dovedit corespunzător pentru $m_{\text{grâu}} = 20$ și 60 mm; $i = 1,2$ respectiv 0,5 mm/h.

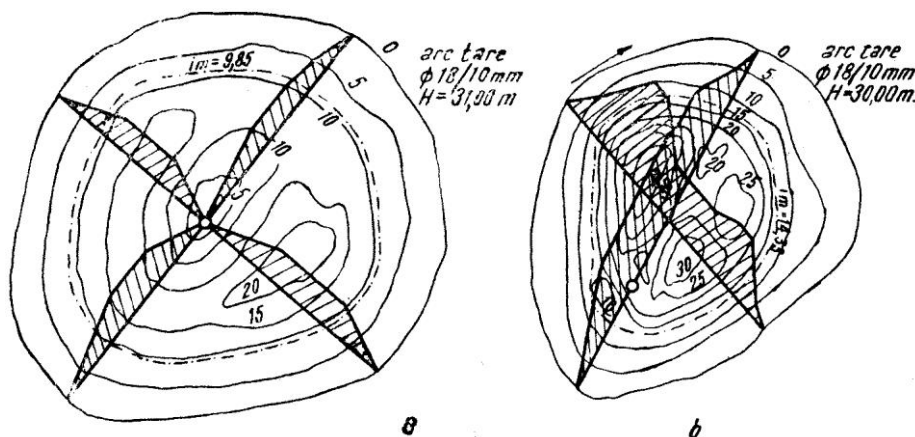


Fig. 6.46. Diagrama stropirii la aspersorul A.S.M.: a – la viteza vântului $v = 0,80$ m/s; b – la viteza vântului $v = 3,65$ m/s.

Intensitatea optimă se poate caracteriza și prin:

– Coeficientul de intensitate (C_i):

$$C_i = \frac{V_i}{i_{\text{inst}}} \quad (6.43)$$

în care:

i_{inst} este intensitatea instantanee:

$$i_{\text{inst}} = \frac{i_{\text{med}}}{n_r} \quad [\text{mm/rot}] \quad (6.44)$$

– indicele pedologie (I_p);

$$I_p = i_{\text{med}} \cdot i_{\text{inst}}$$

În legătură cu *mărimea picăturii de ploaie* (ϕ_p) se recomandă pentru toate culturile și condițiile de teren picături cu diametru mai mic de 1,5 mm până la maximum 2 mm (la A.S.M. cu $d_{\text{duză}} = 20$ și 24 mm și pentru $R = 2-33$ m au rezultat $\phi_p = 0,5-6,3$ mm).

Granulometria aspersiunii, caracteristică obligatoriu de cunoscut la alegerea tipului de aspersor, pentru condiții agro-fitotehnice impuse – se poate determina experimental prin mai multe căi (P. Pernès „L'asperseur et ses problèmes”, 1966):

- 1) – prin absorbția picăturilor de către un strat de funingine, făină sau de un lichid vâcos;
- 2) – prin metode fotografice;
- 3) – prin metode fotometrice ale luminii absorbite de traiectoriile picăturilor;
- 4) – prin luarea unui eșantion cu ajutorul unui captor.

Cercetările existente nu sunt suficiente pentru a putea permite stabilirea legii de variația diametrului picăturilor funcție de distanța de la aspersor (P. Pernès).

Cercetătorii Frost și Schwaler apreciază că diametrul picăturilor d , la distanța x de la ajutorul aspersorului, se poate stabili ca fiind: $d = m^{x+n}$, m și n fiind două constante determinate experimental.

6.2.2.2. Gradul de pulverizare a jetului de apă

Acesta caracterizează de asemenea finețea ploii în raport cu solul și planta și se poate exprima (G. Tanda, 1957, Bologna) prin:

– coeficientul de pulverizare K (tabel 6.5):

$$K = H \cdot q^{-0,4} \quad (6.45)$$

– coeficientul de pulverizare K_1 :

$$K_1 = d \cdot H^{-1} \quad (6.46)$$

– indicele de eficiență I :

$$I = R \cdot H^{-1} \quad (6.47)$$

în care:

q este debitul aspersorului (l/s).

Tabelul 6.5. Coeficientul de pulverizare K recomandat la Congresul al IV-lea al C.I.I.D. – 1960 ($K_1 = d \cdot H^{-1}$); ($K = H \cdot q^{-0,4}$)

după C. Tanda (1957, Bologna)				după A. Degan (1960, Madrid)		
Cultura pentru care se recomandă	Caracterizarea ploii	K_1	K	Cultura și solurile pentru care se recomandă	Caracterizarea ploii	K_1
pășuni și fânețe naturale	foarte grosieră	0,98	10	pășuni, fânețe naturale și soluri ușoare nisipoase	grosieră	0,5
fânețe artificiale și ierburi	grosieră	0,65	14	pomi și ierburi și soluri medii spre argiloase	mijlocie	0,3-0,5
legume și pomi fructiferi	medie	0,47	18	flori și culturi delicate și soluri grele	fină	0,1-0,3
viță de vie, legume și pomi cu fructe delicate	fină	0,37	22			
flori și alte culturi delicate	foarte fină	0,30	26			

Aspersoarele românești realizează în condițiile normale (C. Gr. Popescu, 1964): $K = 8,36-21,15$ la A.S.M.; $K = 11,08-15,23$ la A.R.-60.

După indicele de eficiență I , ploile se grupează (A. Degan): optimă – $I = 0,70$; bună – $I = 0,7-1$; mediocră $1-1,2$ și necorespunzătoare $I > 1,2$.

Între K_1 și I s-a stabilit din practică corelația (G. Tanda):

$$I = 1,4375 - 0,3083K_1^{0,8} \quad (6.48)$$

Aspersoarele românești realizează (C. Gr. Popescu, 1960): $I = 0,523-1,217$ pentru A.S.M.; $I = 0,698-1,252$ pentru A.R.-60.

6.2.2.3. Uniformitatea stropirii

Aceasta înglobează alți indici de calitate ai stropirii: G_u – gradul de uniformitate a stropirii; C_u – coeficientul de uniformitate al stropirii; C_v – coeficientul de variație al stropirii, ce reprezintă modul de repartitie a apei de către aspersor pe suprafața udată.

– Gradul de uniformitate G_u se află prin relația:

$$G_u = \frac{i_m}{i_{\max}} \quad (6.49)$$

în care:

i_m reprezintă intensitatea medie reală a stropirii (mm/oră);

i_{\max} – intensitatea corespunzătoare a 3-5 puncte cu intensitate maximă.

Pentru $G_u \approx 1$ se consideră ca acceptabilă stropirea. Pentru $G_u < 0,5$ se consideră că stropirea nu are o uniformitate acceptabilă.

– Coeficientul de uniformitate al stropirii C_u se poate determina cu ajutorul mai multor formule (Pupino, Zucckini, Valducci, Baquero, Ferrari, Manfredi,

Gindici, C.R.E.G.R.).

– După Christiansen:

$$C_u = 100 \left[1 - \frac{\sum (X_i - \bar{X})}{n \cdot \bar{X}} \right] [\%] \quad (6.50)$$

în care:

X_i – înălțimile de ploaie citite la pluviometre (mm);

\bar{X} – media înălțimilor de ploaie (mm);

n – numărul de pluviometre.

Se poate admite ca satisfacătoare stropirea cu un coeficient de uniformitate $C_u \approx 85\%$ (calculat după Christiansen¹).

Calitatea ploii crește cu creșterea coeficientului de uniformitate. Vântul, înrăutățind distribuția apei, reduce eficiența stropirii, care poate scădea sub 75% la viteze de 2,8 m/s și la 65% pentru viteze sub 4,5 m/s (Grandos A. – C.I.I.D., 1960).

Panta mare a terenului și microrelieful neregulat influențează defavorabil repartizarea apei în sol, deci scade coeficientul de uniformitate, care după G. Baquero (1960) se poate afla cu relația:

$$C_u = \frac{\bar{X}}{X_{\min}} \quad (6.51)$$

în care:

X_{\min} reprezintă înălțimea minimă de ploaie admisă (mm), care trebuie să se aleagă astfel încât maximum 10% din suprafața irigată să primească o ploaie inferioară acestei valori X_{\min} .

Experiențele întreprinse cu aspersoarele românești au condus la următoarele constatări (C. Gr. Popescu): $C_u = 59,3-82\%$ – la aspersoarele A.S.M.; $C_u = 56,2-76,4\%$ la aspersoarele A.R. 60.

La Sesiunea Societății Hidrotehnice franceze (martie 1966), consacrată integral problemelor de irigații, a fost evidențiată (P. Pernès) o nouă exprimare mai complexă a coeficientului de uniformitate (după C.R.E.G.R.):

$$C_u = 100 \frac{h_0}{h_m} \cdot \frac{s}{S}$$

în care:

h_m reprezintă (ca în relația lui Christiansen) înălțimea pluviometrică medie căzută pe suprafață;

h_0 – înălțimea pluviometrică minimă înregistrată pe suprafața totală udată S ;

s – fracțiunea din suprafața S care primește cel puțin 80% și cel mult 120% din h_m ; suprafața s repre-

¹ Se admit abateri de $\pm 15\%$ față de medie (\bar{X}).

zintă deci suprafața corect udată.

– *Coefficientul de variație al stropirii* C_v este un alt indiciu asupra modului de uniformitate al stropirii și se exprimă prin:

$$C_v = 100 \frac{\sigma}{\bar{X}} [\%] \quad (6.52)$$

în care:

σ reprezintă abaterea medie pătratică a intensității parțiale față de media pe suprafața stropită;

$$\bar{X} - \text{intensitatea medie a stropirii} \left(\bar{X} = \frac{\sum X_i}{n} \right),$$

în care:

X_i – intensitatea parțială, în mm/oră;

n – numărul pluviometrelor.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n}} \quad (\text{T. Dorin, E.A.S., 1955}).$$

Pentru $C_v = 10\%$, stropirea este foarte uniformă;
 $C_v = 10-20\%$ – stropirea este uniformă; $C_v = 20-40\%$ – stropirea este puțin uniformă; $C_v > 40\%$ – stropirea este neuniformă.

6.2.3. SISTEME DE IRIGAȚIE PRIN ASPERSIUNE

6.2.3.1. Părți componente – clasificări

Ansamblul amenajărilor, instalațiilor și agregatelor ce au rolul de a capta apa din sursă, de a o transporta la terenul de irigat, de a o distribui sub formă de ploaie, precum și de a evacua surplusul de apă reprezintă sistemul de irigație prin aspersiune.

Sistemul de irigație prin aspersiune se compune, pornind de la sursa de apă din:

- agregatul de pompare;
- conductele sub presiune;
- dispozitivele care repartizează – pulverizează apa pe sol;
- diverse piese anexe.

În cazul în care toate părțile componente – de la pompă la aspersor – formează un tot constructiv și funcțional și este mobil, poartă denumirea de *agregat de aspersiune*.

În cazul în care părțile componente se cuplează între ele numai un timp oarecare – perioada de funcționare – poartă denumirea de *instalație de aspersiune*.

Agregatele de aspersiune iau apa din canale de irigație pentru aspersiune c.a. construite în debleu, la distanțe impuse de caracteristicile agregatelor.

Instalațiile de aspersiune primesc în general apa din conducte sub presiune ($\varnothing > 150$ mm), însă în anumite cazuri este necesară și rețeaua de canale (de exemplu la I.A.C.).

Agregatele de aspersiune sunt întotdeauna mobile (de exemplu A.A.J. – 60 – fig. 6.47).

Instalațiile de aspersiune pot fi: mobile, fixe sau mixte.

Instalațiile mobile reclamă multă forță de muncă, dar au avantajul de a permite transportul unde este nevoie, ceea ce face să fie utilizate cu randament maxim în întreaga perioadă de irigație (fig. 6.48 și 6.49).

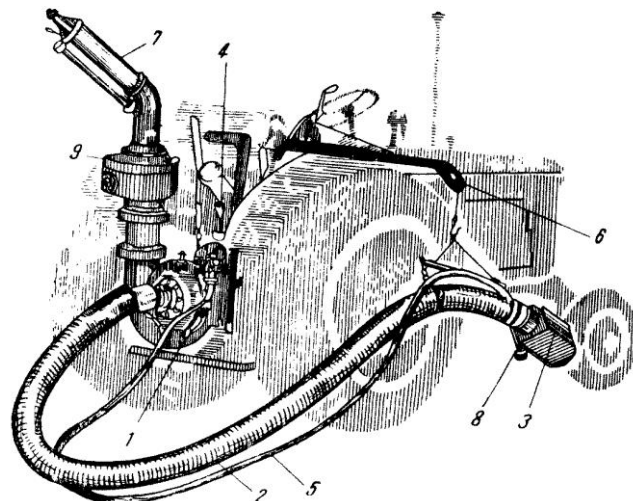


Fig. 6.47. Agregat de irigație prin aspersiune A.A.J.-60-S: 1 – pompa; 2 – conducta de aspirație; 3 – sorbul; 4 – pompa manuală de amorsare; 5 – conducta de aspirație a amorsării; 6 – dispozitivul de ridicare a conductei de aspirație; 7 – aspersorul; 8 – sorbul amorsării; 9 – dispozitiv de inversare a rotației aspersorului.

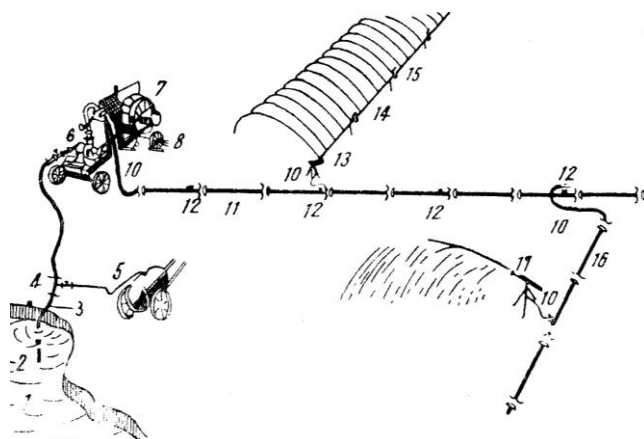


Fig. 6.48. Schema unei instalații mobile de aspersiune și fertilizare pentru culturile de câmp: 1 – sursă; 2 – sorb cu clapet de reținere; 3 – conductă de aspirație; 4 – teu, robinet de închidere și furtun de absorbție pentru îngrășământ lichid; 5 – tanc sau rezervor pentru îngrășământ lichid sau insecticid; 6 – pompă; 7 – motor sau electromotor; 8 – carușul pompei; 9 – conductă de refulare cu cuplaj rapid; 10 – furtun de cauciuc de legătură; 11 – conductă principală cu cuplaje rapide; 12 – hidrant cu închidere automată; 13 – oscilator; 14 – aripă de aspersiune; 15 – suport cu roțile al aripii de aspersiune; 16 – conductă de aspersiune cu cuplaje rapide; 17 – aparat de ploaie (aspersor).



Fig. 6.49. Instalatie mobilă de aspersiune pentru irigarea unei plantații.

La *instalațiile fixe*, toate părțile componente (stația de pompare, conductele principale și auxiliare, aripile aspersoare, aspersoarele – duze – și piesele anexe) sunt fixe (v. fig. 6.47).

Din cauza cheltuielilor mari de investiții, această instalație are o întrebuințare limitată în practică; cheltuielile de exploatare sunt în schimb reduse.

La *instalațiile mixte*, stația de pompare și conductele principale și de distribuție sunt fixe, în timp ce aripile – aspersoare și aspersoarele sunt mobile (fig. 6.50).

Acest tip de instalații întrunind avantajele primelor (fixe și mobile) tinde să se dezvolte din ce în ce (fig. 6.51), exemplu în Franța – Rhone – Languedoc, ca și în țara noastră.

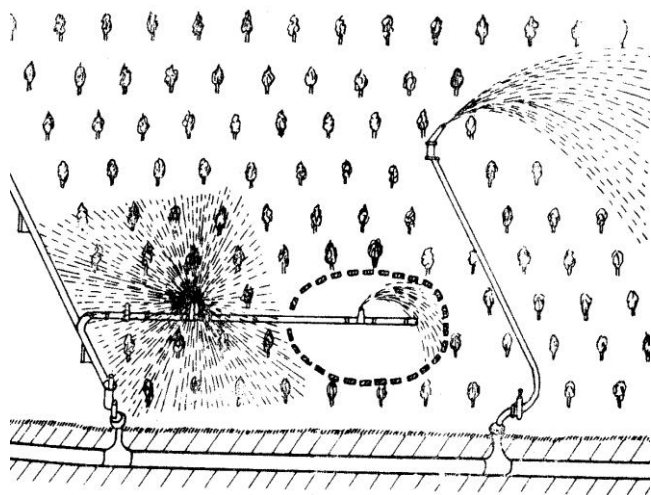


Fig. 6.50. Instalatie mixtă de aspersiune.



Fig. 6.51. Rețea de irigație cu conducte fixe sub presiune – schema de distribuție ramificată: Ø 125 – conductele sub presiune cu indicarea diametrului interior; \leftrightarrow – instalații de distribuție a apei și reglarea debitului și presiunii (borne de irigație).

a. *Agregate (grupuri) de pompare pentru aspersiune.*

Agregatele de pompare (grupul motor-pompă și piesele anexe) pot fi fixe și mobile.

Motoarele ce antrenează pompele. Electromotoarele sunt cele mai indicate, datorită randamentului ridicat, întreținerii ușoare și cheltuielilor de exploatare reduse. Sunt adoptate îndeosebi pentru instalațiile fixe sau mixte de aspersiune și chiar la agregate (mobile) de aspersiune (fig. 6.52).

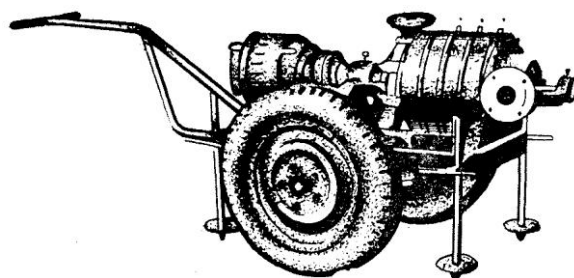


Fig. 6.52. Agregat mobil de pompare pentru aspersiune, cu electromotor.

Puterea instalată în stația de pompare $N_{S.P.}$ este, în funcție de coeficientul de rezervă ($k = 1,20-1,50$), de randamentul pompei ($\eta_p \approx 0,75-0,90$) și randamentul motorului ($\eta_m = 0,82-0,95$):

$$N_{S.P.} = 9,81 \frac{Q \cdot H}{\eta_p \cdot \eta_m} \cdot k \left[\frac{\text{kW}}{\text{agregat}} \right] \quad (6.53)$$

Puterea electromotorului N_m , în funcție de puterea la arborele pompei P , în CP, și de coeficientul de rezervă k se află prin:

$$N_m = \frac{P_k}{1,36\eta_m} \quad [\text{kW}] \quad (6.54)$$

Motoarele Diesel și cu explozie sunt folosite pentru antrenarea pompelor de puteri mai mici și când liniile de transport electric se găsesc la distanțe neeconomice. Motoarele adoptate trebuie să permită schimbarea de sarcină după cerințele de exploatare.

Întrebuințarea tractoarelor la antrenarea pompelor asigură o mobilitate mare, în schimb costul apei pentru aspersiune revine de 2-2,5 ori mai mare.

Puterea motoarelor (Diesel) folosite în prezent la aspersiune (la noi în țară TN-31, 40, 51, 60; KD-35; U-650) variază între 6 și 65 CP, la unitatea de suprafață revenind 0,2-0,6 CP. La instalațiile fixe aceste puteri vor fi mai mari.

În figura 6.53 se dă o nomogramă cu care se poate determina puterea motorului, în funcție de debitul de aspersiune, înălțimea de pompare și randamentul grupului.

Pompele. Instalațiile și agregatele de aspersiune funcționează cu pompe centrifuge mono- și polietajate, cu ax orizontal ($Q = 10-60-100$ l/s; $H = 3-6$ atm; $P = 7-23$ kW sau 10-32 CP).

În figura 6.54 se dă (D. Pavel, 1964 – adaptat) un grafic centralizator al pompelor centrifuge mici și mijlocii monoetajate fabricate tipizat în România cu domeniul de utilizare și în aspersiune.

Extinderea aspersiunii, pe baza utilajului indigen, obligă industria constructoare de pompe să lărgască sortimentul pompelor centrifuge ($Q = 10-100$ l/s cu $H = 20-120$ m).

Puterea la arborele pompei P și puterea la bornele electromotorului N sunt date prin relațiile:

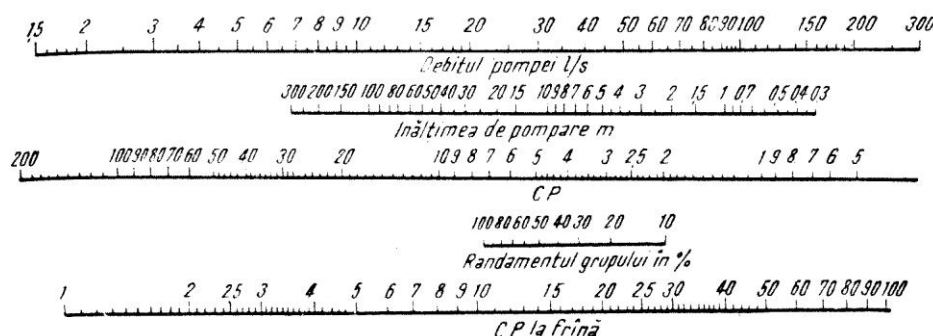


Fig. 6.53. Necesarul de putere pentru pompare.

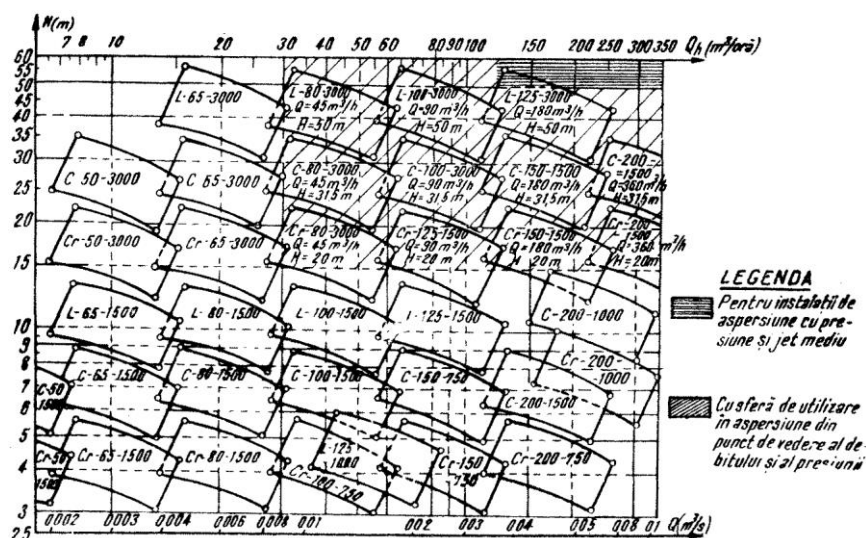


Fig. 6.54. Pompe centrifuge mici tipizate (Uzina de pompe București). C – Cerna; Cr – Criș; L – Lotru (prima cifră din contur reprezintă diametrul la racordul cu refulare, în mm; a doua cifră este turația, în rot/min).

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{75 \cdot \eta_p} = 13,33 \frac{QH}{\eta_p} \left[\frac{\text{CP}}{\text{pompa}} \right] \quad (6.55)$$

$$N = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{102 \cdot \eta_m} = \frac{P}{1,36\eta_p} k \left[\frac{\text{kW}}{\text{motor}} \right] \quad (6.56)$$

Rapiditatea pompei în funcție de putere n_s sau în funcție de debit n_q se află prin relațiile:

$$n_s = n \frac{P^{0,5}}{H^{1,25}} \quad (6.57)$$

$$n_q = n \frac{Q^{0,5}}{H^{0,75}} \quad (6.58)$$

În care:

n reprezintă turația motorului.

Înlocuind în relația $P = 13,33 \frac{QH}{\eta_p}$ – se obține

relația dintre n_s și n_q :

$$n_s = \frac{3,65}{\sqrt{\eta_p}} \cdot n_q \quad (6.59)$$

Randamentul pompei η_p include produsul randamentelor parțiale: η_h – hidraulic la pompă; η_v – volumic și η_m – mecanic, deci:

$$\eta_p = \eta_h \cdot \eta_v \cdot \eta_m \quad (6.60)$$

Reglarea debitului instalațiilor de aspersiune prin reglarea debitului pompei. Distanța de la suprafața irigabilă la priza de apă (care variază de la sector la sector), numărul de aripi aspersoare sau aspersoarele care funcționează pe fiecare sector în diverse poziții de lucru ș.a., sunt condiții ce impun ex-

ploatarea cu debit variabil Q_x în limitele unor randamente optime ale instalațiilor și agregatelor de aspersiune, respectiv a pompei.

După cum se știe, reglarea pompelor centrifuge se poate realiza prin: reglarea vanei de refulare, reglajul prin variația turației, reglajul prin vane de aspirație etc.

Reglajul prin vane de aspirație, prezentând riscul producerii cavității, nu se recomandă decât în cazul când pompele aspiră apa cu o contrapresiune $H_s < 0$.

Reglarea debitului prin *reglajul vanei de refulare* și al *turației* reprezintă procedeele recomandabile. Reglajul vanei de pe conducte de refulare prezintă avantajul investiției minime, dar dezavantajul risipei de energie – care este cu atât mai mare cu cât suprafața hașurată (fig. 6.55 – D. Pavel) este mai mare.

Reglajul prin variația turației n nu mai este legat de risipa de energie prin închiderea succesivă a vanei, dar prezintă complicații constructive la tipul antrenării.

La tipurile existente în prezent (la noi) de instalații și agregate de aspersiune (care sunt mobile și fără vană de refulare), reglarea debitului se face prin variația turației n . Sistemele de irigații cu conducte sub presiune îngropate – care se bucură de o largă dezvoltare – vor permite și reglarea debitului prin reglajul vanei.

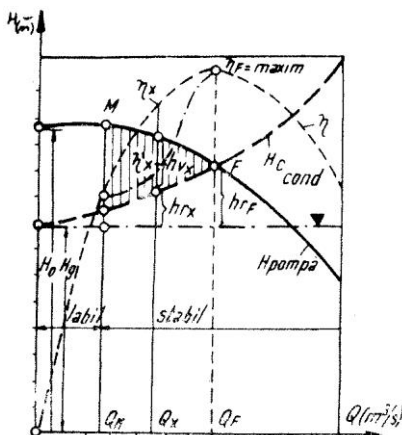


Fig. 6.55. Reglarea debitului prin vana de refulare.

O pompă centrifugă cu caracteristica HQ (v. fig. 6.55) va debita pe o conductă (conducta principală de aspersiune) cu diametrul $d = \text{const.}$ și lungimea L un debit variabil Q_x , cu o pierdere de sarcină: $h_r = h_l + h_{loc}$

(liniare, $h_l = \lambda \frac{L}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$ și locale $h_{loc} = \sum \zeta \frac{V^2}{2g}$, care se poate calcula prin:

$$\begin{aligned} h_r &= 0,0826 Q_x^2 \left(\frac{\lambda \cdot L}{d^5} + \frac{\sum \zeta}{d^4} \right) = \\ &= 0,0826 Q_x^2 \frac{\lambda^* \cdot L}{d^5} \sim k_r Q_x^2 \end{aligned} \quad (6.61)$$

Termenii din paranteză reprezintă coeficientul complex la rugozități λ :

$$\lambda^* = \lambda + \frac{d}{L} \sum \zeta \quad (6.62)$$

$\lambda^* \sim 0,02-0,03$ și $> 0,03$ pentru conductele cu diametru mic, ca cele folosite în aspersiune.

Pentru a obține caracteristica conductei $H_c = F(Q)$, se suprapune de la linia H_g (înălțimea geodezică între nivelul apei din sursă și cota duzei aspersorului) curba (parabola) $h_r = f(Q)$, v. fig. 6.55.

La „regimul de funcționare cu vana complet deschisă” (punctul F), pompa poate funcționa cu $H_F Q_F$.

Debite $Q < Q_F$ se pot obține prin închiderea succesivă a vanei, care produce pierderi de sarcină suplimentară h_v , redate în figura 6.55, prin coordonatele suprafeței hașurate.

Cerințele de exploatare ale instalațiilor sau agregatelor de aspersiune obligă încadrarea regimului de funcționare al pompei între condițiile:

1. Acomodarea debitului de aspersiune în timpul perioadei de irigație în funcție de mărimea normei de udare ($m_1 m_2 \dots m_i$) ce se aplică și de durata udării (adică variația în timpul martie-octombrie a debitului de pompare Q_x).

2. În cadrul unei udări t_i norma de udare m_i , respectiv debitul modul, trebuie să rămână constant, pentru a asigura umectarea uniformă a suprafețelor din toate pozițiile succesive ale instalației de aspersiune.

Aceste condiții de exploatare a sistemului de irigație sunt satisfăcute când regimul de funcționare al pompei este limitat între H_M și Q_M până la $H_F - Q_F$ (punctul M – ca minim și F – ca maxim, când vana este complet deschisă). Între aceste limite se asigură obținerea debitului variabil Q_x , impus de condiția 1, și funcționarea stabilă a pompei, impusă de condiția 2.

Reglajul pompei poate fi realizat, după cum s-a arătat, și prin variația turației. Caracteristica pompei QH este determinată, în acest caz, prin variația turației motorului de antrenare a pompei ($n_1, n_2, \dots n_n$), rezultând punctele de funcționare respective, cu debite mai mici față de debitul nominal Q_1 (fig. 6.56).

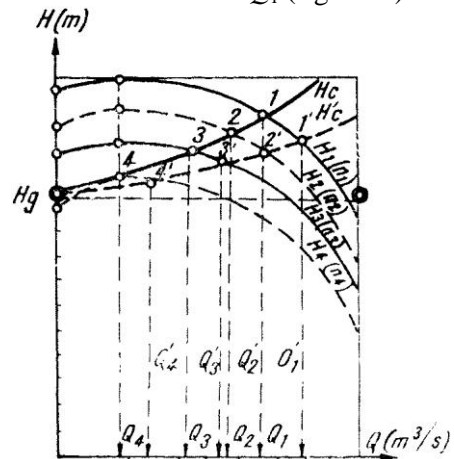


Fig. 6.56. Reglarea debitului prin variația turației.

Exemple de agregate de pompare pentru aspersiune în țara noastră¹. Irigația prin aspersiune este dezvoltată încă în mare măsură pe seama agregatelor de aspersiune și a instalațiilor de tip mobil, folosind agregate de pompare mobile. Printre acestea se enumeră² Grupul de pompare GPT – 2 M (fig. 6.57).

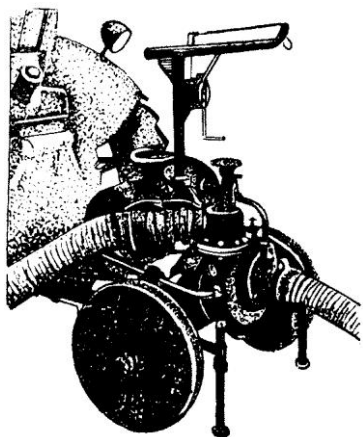


Fig. 6.57. Grupul de pompare pentru aspersiune G.P.T.-2 M.

Acest grup de pompare poate acționa atât instalația de irigație prin aspersiune cu conducte (I.A.C.) transportabile cât și instalația de irigație prin aspersiune cu rază mare de acțiune (I.A.J. 60 T-2) și are: debitul de apă 35 l/s; presiunea de pompare 3,5-5,5 atm; turația pompei 2.490 rot/min; turația de antrenare (a axului prizei de putere) 549 rot/min; puterea necesară antrenării 45 CP.

– Agregatul de pompare APT-4 M (fig. 6.58) este format dintr-o pompă centrifugală radială tip Pr 125 A cuplată direct cu un motor D-35-M, montat pe un șasiu cu 4 roți.

Caracteristicile acestui agregat sunt: debitul de apă 35 l/s; presiunea de pompare 3,5-5,5 atm; turația pompei 2.490 rot/min; puterea nominală a motorului de antrenare D-35-M – 45 CP; turația motorului 1500 rot/min. Agregatul APT-4M acționează atât AAJ 60 T-4 cât și IAC și este comod în exploatare, putând fi folosit și în alte scopuri (deseccări, epuismențe, contra incendiilor etc.).

Curbele caracteristice ale pompei centrifuge AM 5" folosită în acționarea IAC și AAJ-60 T-4 sunt redate în diagrama din figura 6.59, în care scările randamentului și puterii sunt separate de axa ordonatelor, pentru lămurire.

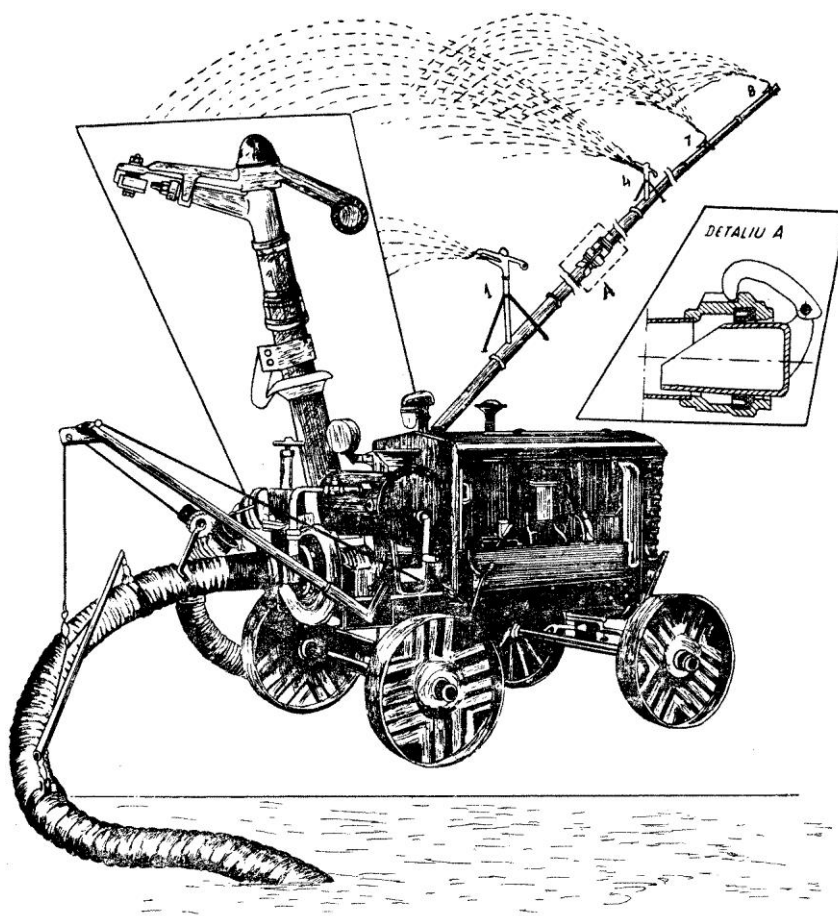


Fig. 6.58. Agregatul de pompare APT-4 M acționând o instalație de aspersiune cu conducte tip „Ceahlăul” – Piatra Neamț și aspersoare românești ASJ-1, Cluj (adaptare după C.M. Arad. „Armătura” Cluj, „Ceahlăul” – Piatra Neamț).

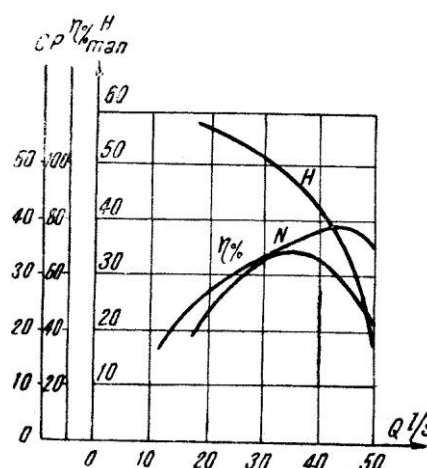


Fig. 6.59. Caracteristicile pompei centrifuge de 5" folosită în aspersiune.

– Agregatul de pompare AP 125 T-D 15 și AP 125 T-D 6 – prezintă o largă întrebuințare în agricultură (aspersiune, epuismențe, stingerea incendiilor etc.; ca motor stabil pentru acționarea morilor cu ciocane, tocătorilor de furaje, selectoare etc.) ca în figura 9.60; $Q_p = 24$ l/s (18 l/s); $H_p = 2,5$ (1,7 atm).

¹ Se prezintă schematic numai agregatele mobile – restul formând obiectul unui curs special în Facultatea de Hidrotehnică.

² Prospect C.M. Arad.

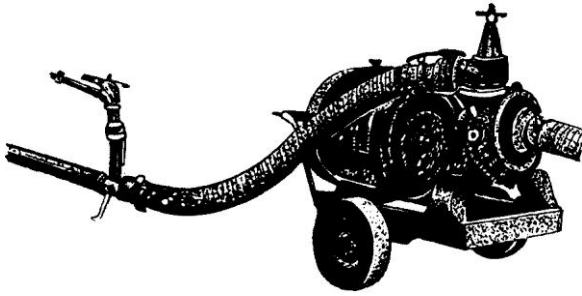


Fig. 6.60. Agregatul de pompare A.P.125 T-D-15 acționând o instalație de aspersiune cu jet mediu.

6.2.3.2. Rețeaua de distribuție – irigație prin aspersiune și colectare-evacuare

a. *Rețeaua de canale.* În cazul sistemelor deschise și mixte, apa poate fi transportată până la terenul de irigat prin canale deschise, iar din acestea este luată de către instalațiile sau agregatele de aspersiune și pulverizată. Rețeaua de canale de aducțiune și distribuție este comună ambelor metode de irigație (aspersiunea și metoda clasică; rețeaua de irigație este însă diferențiată. Canalele provizorii de irigație c.p.i. din sistemul clasic se construiesc în cazul aspersiunii numai în debleu, au rol și de evacuare a apelor de suprafață și sunt cunoscute sub numele de canale de irigație pentru aspersiune, sau mai scurt: *canale de aspersiune* c.a.

Canalele de irigație pentru aspersiune au dimensiuni mici, dar dețin rol important și se proiectează cu caracteristicile din figura 6.61, 6.62, 6.63, pentru $q_{ca} = 35-100$ l/s. Panta fundului canalului se ia aproximativ egală cu panta terenului ($i_f \approx i_t = 0,6\text{‰}-1\text{‰}$; 2‰); Întrucât aceste canale au și rol de desecarea apelor de suprafață se recomandă ca nivelul maxim (la h_2 respectiv la h_1) să se mențină un timp scurt – 10-20 ore – pe sectorul de canal folosit ca sursă de apă, într-o poziție a instalației. Exploatarea corectă reclamă o coloană de apă de circa 0,50 m, care se poate realiza fie constructiv – cu un consum mare de suprafață agricolă, fie prin adoptarea unor secțiuni mai mici, ca cele din figura 6.62 însă prevăzute cu barări mobile (fig. 6.63) (în special pentru agregatele ce funcționează în mișcare).

Luând în considerație dimensiunile medii date în figura 6.61 și 6.62, distanța dintre barări S se poate obține din relația de calcul a remuului, dedusă prin metoda exponentului hidraulic al albiei (x)¹.

¹ S-a demonstrat (Bachmetev, 1914) că în cazul mișcării apei prin alpii prismatice, între modulele de debit K și între adâncimile h ale curentului există următoarea relație:

$$\left(\frac{K_1}{K_2}\right)^2 = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^x \quad (1)$$

Deci raportul modulelor de debit K_1 și K_2 la pătrat este egal cu raportul adâncimilor corespunzătoare acestor module h_1 și h_2 la o

$$S = \frac{h_0}{i_f} \{ \eta_2 - \eta_1 - (1 - J_m) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \} \quad (9.63)$$

în care:

$$i_f = i_t \quad \eta_1 = \frac{h_1}{h_0} \quad \eta_2 = \frac{h_2}{h_0}$$

$$h_m = \frac{h_1 + h_2}{2} \quad J_m = \frac{\alpha \cdot i \cdot C^2}{g} \cdot \frac{B_m}{P_0}$$

Pe măsură ce udarea s-a realizat în limita primului sector S_{r1} , se ridică bararea 1 și se face bararea 2, pentru sectorul S_{r2} și așa mai departe.

În cazul instalațiilor sau agregatelor ce funcționează de pe loc (exemplu I.A.C.; I.AJ GO-S; D.D.P.-30 S etc.) se pot practica, în locurile de staționare, puțuri consolidate în fundul canalului.

Toate canalele de aspersiune (c.a.) trebuie să aibă descărcarea în rețeaua de colectare-evacuare a sistemului de irigație.

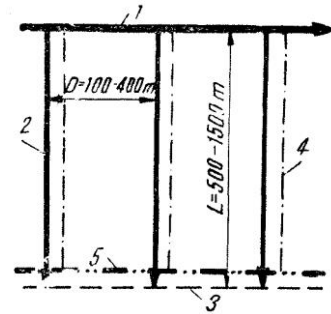


Fig. 6.61. Schema amplasării canalelor de irigație prin aspersiune: 1 – canal distribuitor de sector (c.d.s.); 2 – canal de irigație prin aspersiune (c.a.); 3 – canal de colectare evacuare (c.c.e.); 4 – drum de exploatare (lățimea = 3,5 m) (d.e.); 5 – drum de sector – lățimea = 6 m – (d.s.).

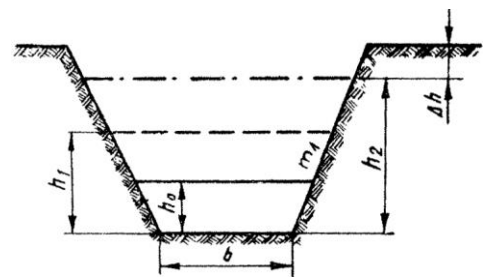


Fig. 6.62. Secțiune transversală: $b = 0,4$ m – lățimea la fund; $h_0 = 0,3$ m – adâncimea normală a apei; $h_1 = 0,5$ m – adâncimea apei necesară unei corecte exploatare; $h_2 = 0,8$ m – adâncimea apei în spatele barării; $m = 1/1$ până la $1/1,5$ (coeficient unghiular al taluzului); Δh – garda = $0,2$ m, impusă de condiția de neînnămolire și pentru a nu se surpa umărul taluzului dinspre drum.

putere oarecare x (exponent hidraulic al albiei); x depinde de forma, mărimea și rugozitatea albiei respective. Din relația (1) se obține prin logaritmare:

$$x = 2 \frac{\log K_1 - \log K_2}{\log h_1 - \log h_2} \quad (2)$$

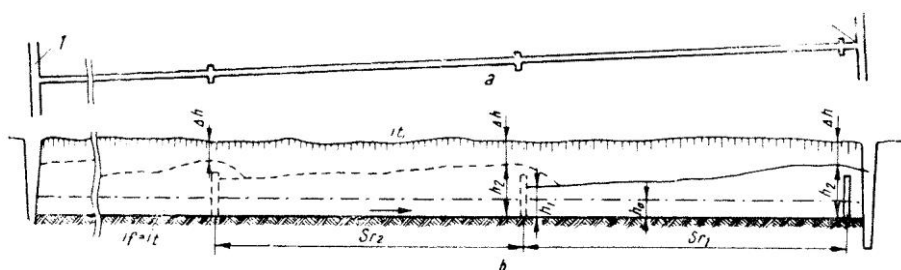


Fig. 6.63. Schița canalului de aspersiune cu barările și curbele de supraînălțare. a – plan; b – profil longitudinal; 1 – canal distribuitor de sector (c.d.s.); 2 – canal de colectare-evacuare (c.c.e.).

Debitul canalului colector Q_{cc} , în orice secțiune, va fi în funcție de numărul n și debitul q_a al canalelor de aspersiune care se varsă concomitent a în colector:

$$Q_{cc} = \alpha \cdot n \cdot q_a \quad (6.64)$$

b. Rețeaua de conducte

1. Descriere, părți componente

Conductele au rolul de aducțiune-transport și distribuție a apei, de la instalația de pompare la aspersoare. Se diferențiază: conducta de aducțiune (transport), rețeaua de distribuție și de aspersiune (stropire). Rețeaua de conducte funcționează sub presiune și poate avea o amplasare fixă, mobilă sau mixtă; se pot construi din beton, oțel, azbociment, P.V.C. ș.a., în funcție de debit, presiune și amplasare. Asamblarea conductelor și a aspersoarelor la acestea se face prin îmbinări și piese de legătură.

Conductele mobile de distribuție se așază pe teren, iar conductele – aripile – aspersoare se pot amplasa fie direct pe teren (fig. 6.64 ex. I.A.C), fie pe suporturi ficși (fig. 6.65 ex. Lanninger), fie pe suporturi mobili (ex. Perrot).

Conductele cu amplasare mixtă sunt construite dintr-o rețea îngropată fixă (conducta de aducțiune și rețeaua de distribuție) și o rețea mobilă la suprafața terenului (conductele de aspersiune).

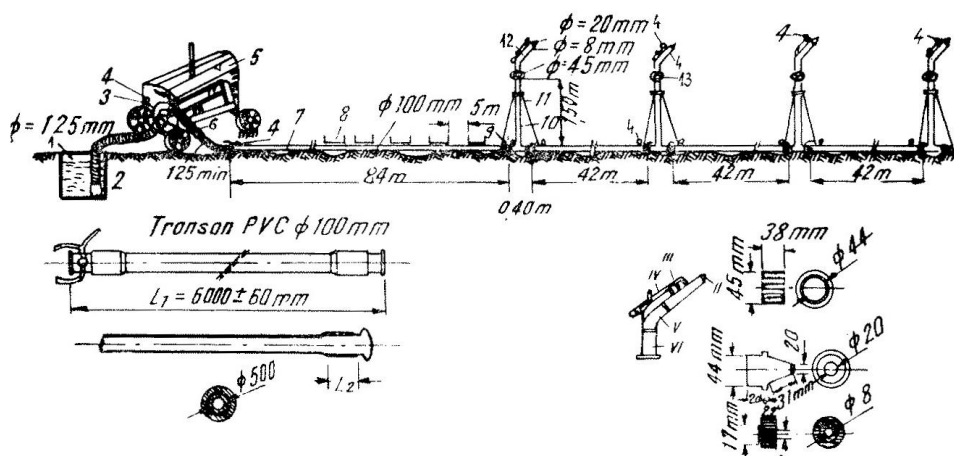


Fig. 6.64. Schema de amplasare a instalației de aspersiune cu conducte (I.A.C), acționată de agregatul A.P.T.-4. în timpul experiențelor (Ecat. Blidaru – 1962).

În cazul rețelelor mobile, conductele trebuie să fie rezistente și ușoare.

Grosimea pereților e ai tubului se află, în funcție de presiunea apei p (kg/cm^2), diametrul interior (D – în cm), efortul de tensiune al materialului σ_a (kg/cm^2), prin relația:

$$e = \frac{pD}{2\sigma_a} \quad (6.65)$$

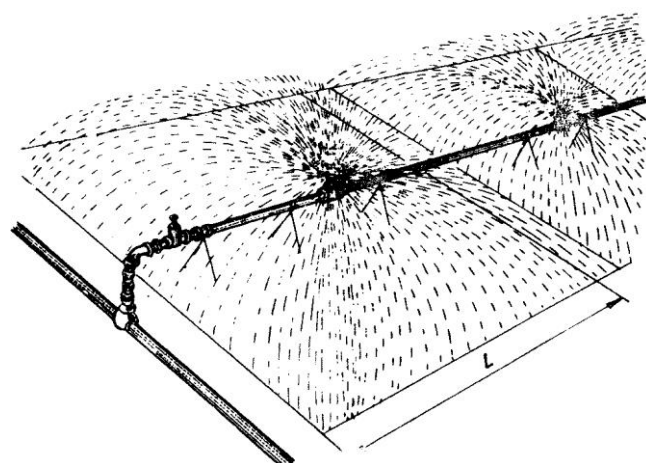


Fig. 6.65. Instalație de aspersiune sistem „Lanninger” cu bătaie scurtă și presiune mică, în funcțiune.

La dimensionarea conductei trebuie să se țină seama și de suprapresiunea Δp care ar putea surveni în exploatare. După N.E. Jukovski:

$$\Delta p = \rho \cdot a \cdot V_0 \quad (6.66)$$

în care:

ρ reprezintă densitatea lichidului ($\text{kgf}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$) sau, exprimând în coloană de lichid:

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = \frac{a \cdot V_0}{g} \quad (6.67)$$

în care:

V_0 este viteza apei în conductă (viteza de regim) m/s;

a – viteza $\frac{ds}{dt}$ cu care

se propagă suprapresiunea p și care poartă numele de celeritate (m/s);

$$a = \sqrt{\frac{\varepsilon}{\rho}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{\varepsilon}{E} \cdot \frac{D}{e}}} \quad (6.68)$$

Întrucât presiunea din conductele instalațiilor de as-

persiune ajunge la 3-10 atn, luarea mecanică în considerație a suprapresiunilor ar conduce la supradimensionarea pereților și deci la cheltuieli mari de investiții și exploatare.

– *Îmbinările și piesele de legătură.*

În funcție de modul de amplasare și exploatare, asamblarea tuburilor se poate face astfel: la conductele fixe, prin îmbinări fixe-rigide și flexibile; la conductele mobile, transportate fără a se demonta, prin îmbinări flexibile și mai rar prin îmbinări rigide; la conductele mobile, prin dispozitive de cuplaj rapid.

Indiferent care este tipul de îmbinare, conductele trebuie să aibă asigurată etanșarea.

Cuplajele rapide folosite curent sunt de tip sferic; fiecare tub al conductei este prevăzut la un cap cu mufă și la celălalt cu cep (fig. 9.66, a, b, c), strângerea făcându-se cu ajutorul unor dispozitive mecanice.

Etanșarea cuplajului mai poate fi realizată și prin ajutorul presiunii apei (fig. 6.67 – SEPPIC).

Dispozitivele sferice ale cuplajului rapid permit o anumită deplasare unghiulară a tuburilor (7° - 30°), cu păstrarea etanșării și fără pierderi de sarcină (fig. 6.68).

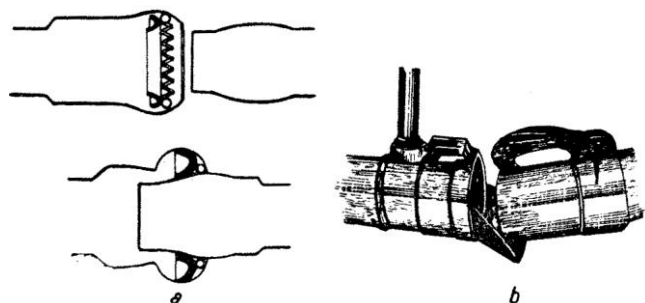


Fig. 6.67. Cuplaj rapid cu etanșare hidraulică: a – tip Seppic; b – tip Wright Rain.

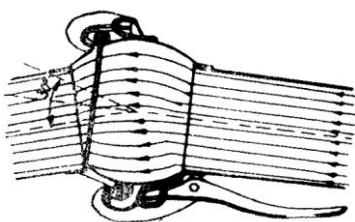


Fig. 6.68. Deplasarea unghiulară realizată prin cuplaj rapid.

Alte piese care asigură exploatarea normală a rețelei de conducte și a aparatelor de aspersiune sunt date în figura 6.69: vanele, hidranții, ramifi-

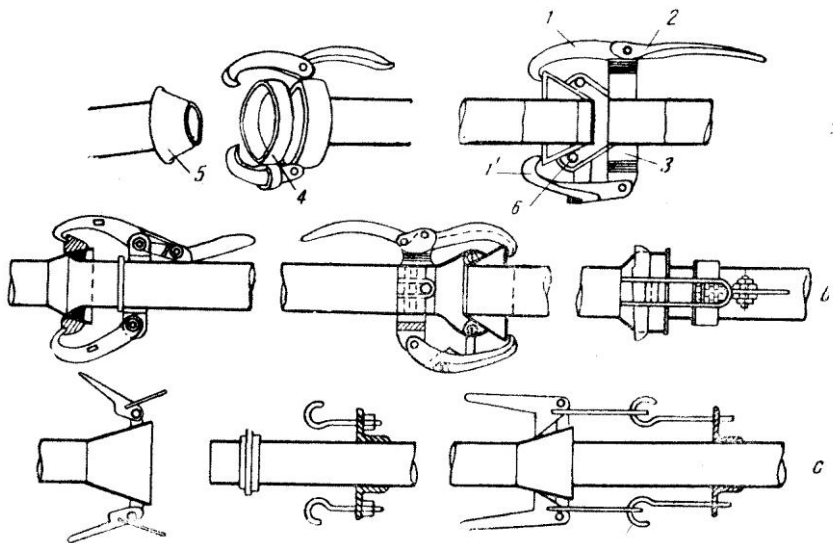


Fig. 6.66. Diverse tipuri de cuplaj rapid cu etanșare prin presiune mecanică: a – cuplaj rapid folosit în România; b – cuplaj rapid folosit în Germania; c – cuplaj rapid folosit în fosta U.R.S.S.: 1 – cârligul care prinde la partea superioară (1) și inferioară (1') mufa de cep; 2 – levierul de strângere la partea superioară; 3 – brățara cu cârligele (1, 1') fixată pe conductă lângă mufă; 4 – formă mufă; 5 – formă cep; 6 – garnitură inelară de cauciuc.

cațiile (care pot fi în T, dublu T și cruce), coturile, capete înfundate, gâturi de lebădă și lirele (la ramificații se montează gâturi de lebădă, iar la conducte lungi – cu tronsoane de câte 500 m – lire), apometrele, manometrele, prelungitoare pentru aspersoare ($L = 0,5$ - 2 m) cu cuplaje rapide (tip „cu arc” sau „cu baionetă”), regulatoare de presiune (pentru aspersoare).

În figura 6.70 se văd piesele ce asigură cuplarea aripilor aspersoare la conductele de serviciu.

– *Conductele de legătură* au rolul de a lega instalația de aspersiune de priza de apă. În cazul I.A.C. leagă conducta principală de grupul de pompare (v. fig. 6.64); în cazul instalației de tip K.D.U.-41 leagă aripile aspersoare mobile de conducta principală fixă și poartă numele de conductă auxiliară.

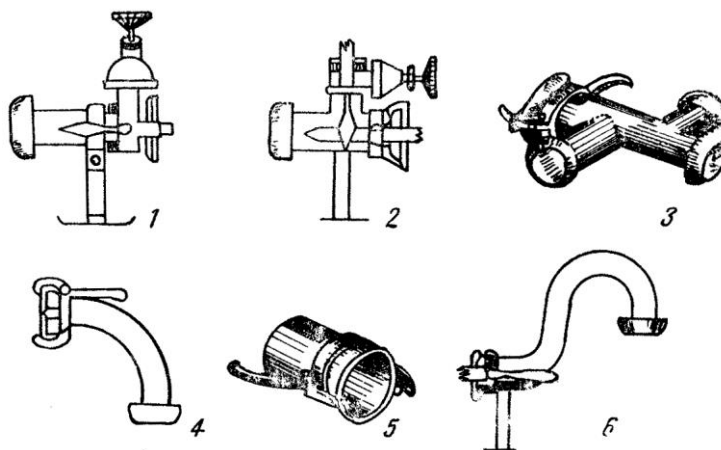


Fig. 6.69. Piese anexe ale instalației de aspersiune: 1 – vană; 2 – hidrant; 3 – ramificație; 4 – cot; 5 – cap înfundat; 6 – gât lebădă.

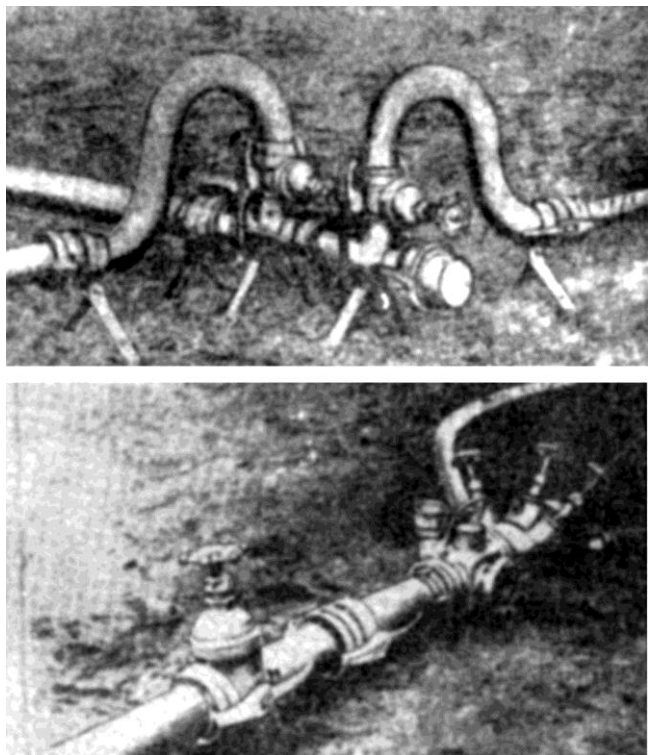


Fig. 6.70. Cuplarea conductelor: a – schema cuplării a două aripi aspersoare la o conductă principală; b – detalii – aparatură.

2. Calculul hidraulic al conductelor de aspersiune

Conductele proprii instalațiilor de aspersiune sunt, după cum s-a arătat: *conductele principale* și *aripile aspersoare*; restul conductelor sunt comune sistemului de irigație cu conducte fixe sub presiune și deci se vor calcula în acel capitol.

Conductele principale ca și cele aspersoare, fiind în general (în condițiile tehnice actuale) de tip mobil, se confecționează din tablă subțire sau din PCV.

Pentru proiectare, calculul hidraulic *Q.H.D.* se face unitar – pentru întreaga rețea de conducte, începând de la priză și terminând cu aspersorul, a cărui presiune de serviciu H_s trebuie asigurată.

În cele ce urmează se vor indica problemele de calcul hidraulic ce se pun pentru cele două categorii de conducte (fig. 6.71).

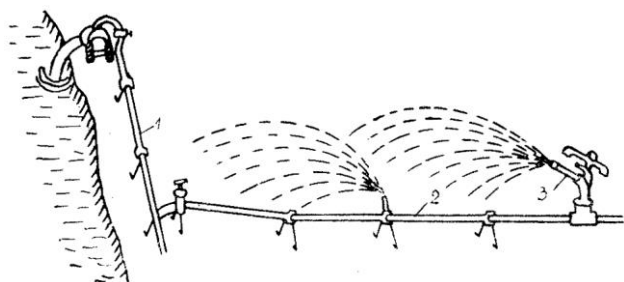


Fig. 6.71. Schema unei instalații de aspersiune: 1 – conductă principală; 2 – aripa aspersoare; 3 – aspersor.

– *La conducta principală* se pun problemele caracteristice conductelor simple: de verificare, de determinare a pierderilor de sarcină și de dimensionare.

– *Problemele de verificare* se ivesc atunci când este dat tipul de instalație de aspersiune, în funcție de condițiile tehnico-economice specifice ale gospodăriei respective.

În acest caz, elementele cunoscute sunt: diametrul conductei D , lungimea conductei l și presiunea sub care funcționează conducta H și se cer să se verifice: debitul Q și viteza medie V cu care se scurge apa prin conductă ($Q = \omega C \sqrt{RI} = K \sqrt{I}$; $V = C \sqrt{RI}$).

În cazul când se cunoaște coeficientul de rezistență λ , C se poate determina din relația de legătură între C și λ :

$$C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}$$

– *Problemele de determinare a pierderilor de sarcină* se pun atunci când trebuie să se confrunte presiunile disponibile la aspersoare cu presiunile de serviciu. În acest caz se cunosc: D , l , Q .

Pentru calculul pierderilor de sarcină se folosesc formulele:

$$h_l = \lambda \frac{l}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (6.69)$$

și

$$h_{loc} = \zeta \frac{v^2}{2g} \quad (6.70)$$

în care:

ζ este coeficientul de rezistență locală, ale cărui valori sunt în funcție de natura obstacolului (fig. 6.72).

În conductele principale, ca și în cele de aspersiune, mișcarea este turbulentă, iar pierderile de sarcină sunt proporționale cu pătratul vitezei medii a curentului (zona rezistențelor pătratică). În acest caz, λ nu mai depinde de numărul lui Reynolds Re , ei numai de rugozitatea relativă $\frac{\Delta}{R}$ sau de netezimea relativă $\frac{R}{\Delta}$,

putând fi calculat cu formula lui Nikuradze:

$$\lambda = \frac{1}{\left(2 \log \frac{Ar_0}{\Delta}\right)^2} = \frac{1}{\left(2 \log \frac{2AR}{\Delta}\right)^2} \quad (6.71)$$

în care:

valorile numerice ale lui A și Δ se găsesc pe cale experimentală pentru diferite tipuri de rugozități;

r_0 este raza conductei (m);

R – raza hidraulică a conductei (m).

În figura 6.73 se dă o abacă pentru calculul pierderilor de sarcină în conductele principale (valabilă și pentru aripile aspersoare în baza formulei lui Sco-bey).

COEFICIENTUL ξ PENTRU RAMIFICAȚII ÎN FUNCȚIE DE DEBITUL Q_1 CE ÎNTRĂ DIN CONDUCTA RAMIFICATĂ ÎN CONDUCTA PRINCIPALĂ ȘI UNghiUL RAMIFICAȚIEI α

α	Q_1/Q_2	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
90°	ξ_1	-12	-0.4	0.08	0.47	0.72	0.91
	ξ_2	0.04	0.17	0.30	0.43	0.57	0.60
45°	ξ_1	-0.92	-0.38	0.08	0.22	0.39	0.54
	ξ_2	0.04	0.17	0.19	0.09	-0.17	-0.54

COEFICIENTUL ξ PENTRU RAMIFICAȚII, ÎN FUNCȚIE DE DEBITUL RAMIFICAT Q_2 ȘI UNghiUL RAMIFICAȚIEI α

α	Q_1/Q_2	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
90°	ξ_1	0.95	0.88	0.83	0.75	1.10	1.28
	ξ_2	0.04	-0.08	-0.05	0.07	0.21	0.35
45°	ξ_1	0.90	0.68	0.50	0.38	0.35	0.48
	ξ_2	0.04	-0.08	-0.04	0.07	0.20	0.33

COEFICIENTUL ξ PENTRU CURBE DE RAZĂ R ȘI UNghiUL α , LA CONDUCTE CU DIAMETRUL d

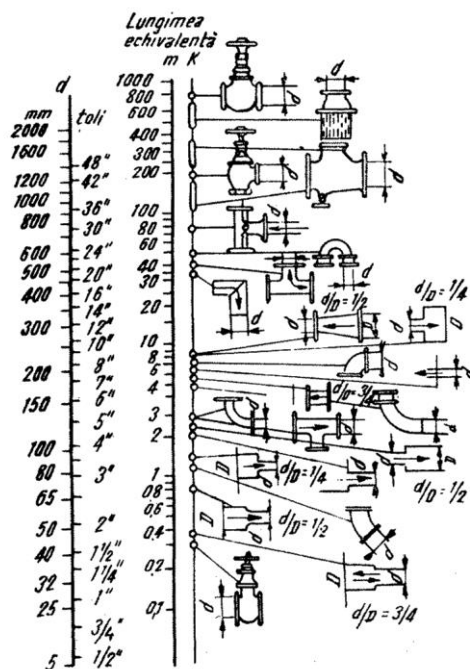
R/d	1	2	4	5	10
15°	0.03	0.03	0.04	0.03	0.03
22.5°	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045
45°	0.16	0.09	0.08	0.15	0.17
60°	0.19	0.12	0.10	0.09	0.07
90°	0.21	0.14	0.11	0.09	0.11

COEFICIENTUL ξ PENTRU DIVERSE ARMĂTURI

Armătură	ξ
Ventil de trecere	
din 100	500
din 200	100
Ventil oblic	
din 100	100
din 200	100
Ventil cu curent direct	100
Valvă	100
Reductiv	100 - 120
Soclu cu clapetă	5 - 10

COEFICIENTUL ξ PENTRU ÎNTRAREA APEI ÎN CONDUCTE ȘI AJUTAJE

Felul muchiilor intrării	ξ
Foarte ascuțite	0.50
Rotunjite	0.75
Încăle în formă de	0.80 - 0.85
dura după finisajul pereților	



Notă - pentru lărgire sau îngustare bruscă se va lua pe scară d diametrul cel mai mic.

Fig. 6.72. Diagrama de calcul pentru pierderile de sarcină locale pe conducte.

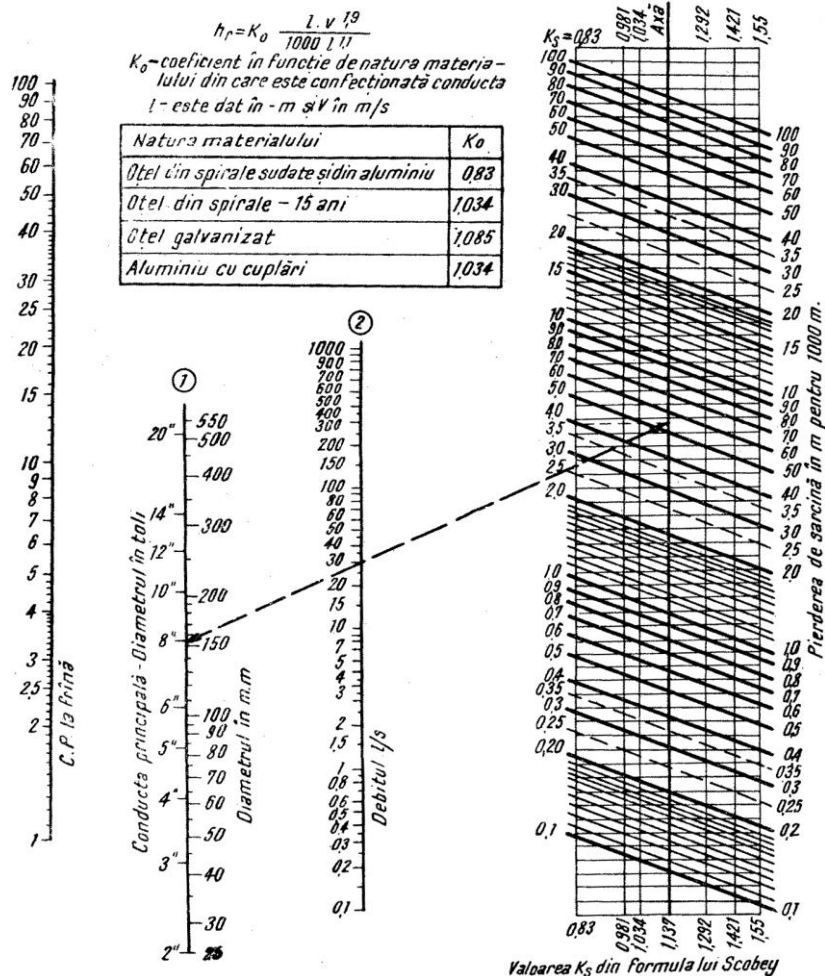


Fig. 6.73. Pierderile de sarcină în conductele principale.

În cazul conductelor de masă plastică PCV se aplică relațiile care exprimă legea rezistențelor pentru conductele netede, deci $\lambda = f(Re)$ – zona turbulenței netede.

Formulele ce se pot aplica în acest caz pentru aflarea lui λ sunt:

– după Blasius:

$$\lambda = \frac{0,3174}{Re^{0,25}}$$

(pentru $Re < 100.000$);

– după Konakov:

$$\lambda = \frac{1}{(1,8 \log Re - 1,5)^2}$$

(pentru $4.000 < Re < 3.500.000$);

– după Karmann:

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log \frac{2,51}{\sqrt{\lambda} \cdot Re}$$

(pentru $Re > 3.000$);

– după Colebrook:

$$\frac{1}{\lambda} = 1,8 \log \frac{Re}{7}$$

(pentru $Re > 5.000$);

– după Carlo Datei:

$$\lambda = A \cdot Re^{-0,2}; \quad A = 0,18$$

(pentru $40.000 < Re < 1.000.000$) (6.71)

Viteza și debitul se pot calcula pentru conductele din PCV, cu relațiile:

$$V = K_1 \cdot D^{\frac{2}{3}} \cdot J^{\frac{8}{9}} \quad (6.72)$$

în care:

$$K_1 = 13,549 \left(\frac{\rho}{\mu} \right)^{1,9}$$

și

$$Q = K_2 \cdot D^{\frac{8}{3}} \cdot J^{\frac{8}{9}} \quad (6.73)$$

în care:

$$K_2 = 10,641 \left(\frac{\rho}{\mu} \right)^{1/9}$$

ρ – densitatea lichidului.

μ – coeficientul dinamic de vâscozitate;

D – diametrul conductei;

J – pierderi de sarcină unitară.

Valorile K_1 și K_2 sunt date în tabelul 6.6, în funcție de temperatură.

Tabelul 6.6. Valorile K_1 și K_2

t	10°	15°	20°	40°
K_1	61,017	61,921	62,819	65,859
K_2	47,922	48,932	49,338	51,724

Fiind cunoscută presiunea la pompă H_p , cota aspersorului Z_a și suma pierderilor de sarcină, se poate stabili presiunea disponibilă H_d , prin figura 6.74.

$$H_d = H_p - \left(Z_a + h_l + \sum \zeta \frac{v^2}{2g} \right) \quad (6.74)$$

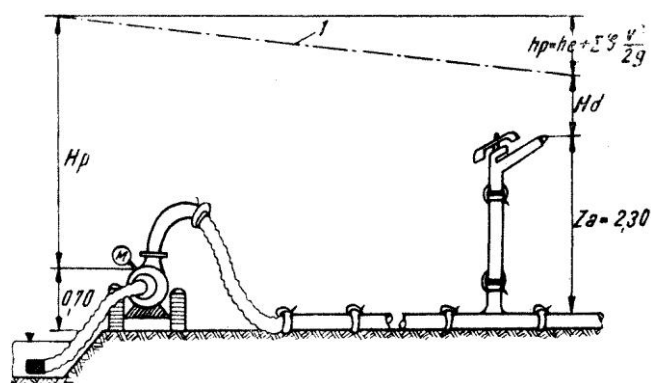


Fig. 6.74. Schema aflării presiunii disponibile la I.A.C.:
1 – linia piezometrică.

O funcționare normală a aspersoarelor va fi asigurată atunci când $H_s \leq H_d$.

La agregatele de aspersiune, lipsind rețeaua de conducte, presiunea de serviciu H_s este foarte apropiată de presiunea pompei $H_s \sim H_p$.

Presiunea pompei H_p se determină în funcție de puterea motorului N și debitul pompei Q_p :

$$H_p = \frac{75 \cdot \eta \cdot V}{Q_p \cdot \gamma} \quad (6.75)$$

Furtunul elastic ($l = 2,5$ m și $D = 125$ mm)

Pentru calculul pierderilor unitare de sarcină J la furtunul elastic se poate folosi formula Lobacev:

$$J = \frac{0,001}{D^{5,45}} Q^2 \quad (6.76)$$

pentru Q în l/s și D în mm.

– *Problemele de dimensionare* se pun atunci când trebuie să se proiecteze rețeaua de conducte în cele mai corespunzătoare condiții pe care proiectantul le găsește de cuviință. Trebuie să se determine diametrul D al conductei, cunoscându-se debitul de irigație $Q = Q_p$, lungimea conductei l și presiunea totală de pompare H_p .

$$H_p = H_s + Z_a + h_l + \sum \zeta \frac{v^2}{2g}$$

Această problemă se rezolvă cu ajutorul relației:

$$K = \frac{Q}{\sqrt{J}} \quad (9.77)$$

După formula lui Sevelev:

$$J = A \cdot Q^2$$

$$A = \frac{0,0014825}{D^{5,3325}}$$

La aripa aspersoare problemele de calcul hidraulic sunt comune cu cele analizate la conducta principală și în afară de acestea, apar o serie de particularități impuse de regimul funcțional.

Aripa aspersoare alimentează cu apă direct aparatele de stropit (duze, aspersoare tip deflector, aspersoare cu unul sau mai multe jeturi ș.a. funcționând staționar sau în mișcare) și are lungimi variabile (de la 40 la 200-400 m).

Pe o aripă aspersoare funcționează simultan mai multe aparate de stropit (fig. 6.75.b).

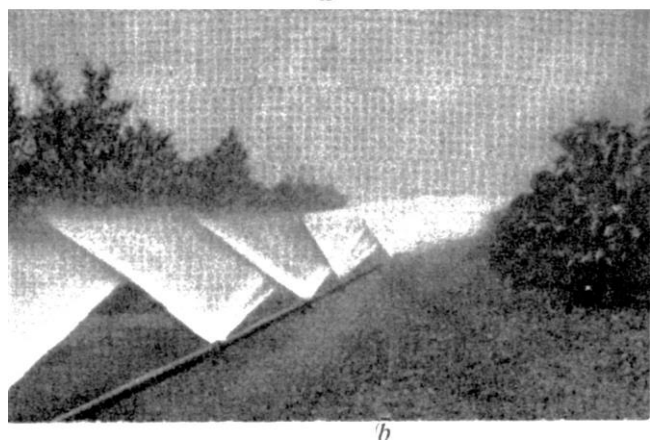
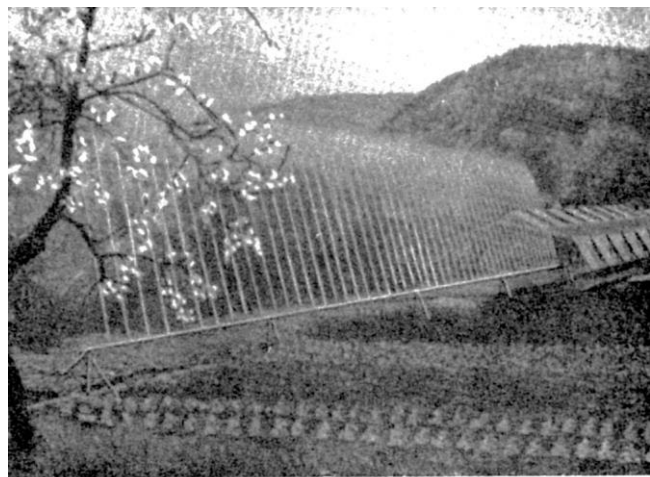


Fig. 6.75, a, b. Aripa de aspersiune cu funcționare simultană a mai multor aparate de stropit: a – aripă cu duze; b – aripă cu aspersoare.

La calculul aripilor aspersoare trebuie să se aibă în vedere că debitul se reduce treptat spre capătul aval al aripii; diametrul conductei rămânând neschimbat, presiunile se vor micșora, ceea ce va conduce la o neuniformitate a repartizei debitelor și presiunilor la aspersoare, respectiv la obținerea unor raze de stropire micșorate (fig. 6.76, Ec. Blidaru, 1961).

Elementul determinant în uniformitatea stropirii este presiunea H . Între presiunea apei la aspersor și celelalte elemente caracteristice exploatării, există următoarele raporturi (Tanda G., 1957, Bologna):

$$H = d \cdot K_1^{-1}$$

$$H = K \cdot C_1^{1,4}$$

$$H = 0,057185 \cdot K^{1,25} \cdot d \quad (9.78)$$

$$H = 0,0827 \cdot \mu^{-2} \cdot q^2 \cdot d^{-4}$$

$$H = 1,3083 \cdot i_{\min}^2$$

Cu ajutorul acestor relații se pot stabili presiunile de serviciu necesare în funcționarea diferitelor elemente, pentru a se asigura indici de exploatare corespunzători.

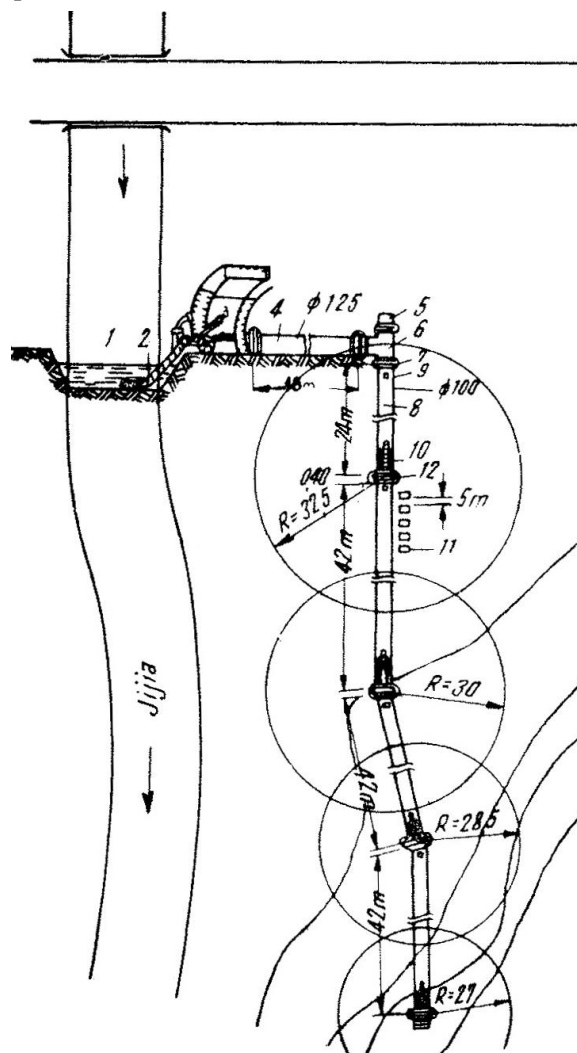


Fig. 6.76. Caracteristicile tehnico-funcționale ale I.A.C. acționată de agregatul G.P.T.-2 cu tractor U.T.O.S.-26 în timpul experiențelor: 1 – sursa de apă; 2 – furtun de cauciuc armat de 5” cu sorb; 3 – agregat G.P.T.-2 acționat de tractor U.T.O.S.-26; 4 – conductă Ø 123; 5 – cap înfundat Ø 100; 6 – ramificație dublă; 7 – cuplaj rapid; 8 – conducta PCV Ø 100; 9 – manometru; 10 – aspersor A.S.M.; 11 – vas tarat; 12 – suport.

Dacă pe aripa aspersoare se află un număr de m aspersoare, aceasta se împarte în n sectoare, ale căror debite q_n se află prin relația:

$$q_n = Q \frac{n}{m} \quad (6.79)$$

în care:

Q este debitul de la începutul aripii aspersoare.

Pierderile de sarcină longitudinale pentru oricare sector h_{nl} între două aparate de stropit (duze, aspersoare) vor fi:

$$h_{nl} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \frac{V_n^2}{2g} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \frac{n^2 \cdot V^2}{m^2 \cdot 2g} \quad (6.80)$$

în care:

V_n este viteza pe sectorul n ;

V – viteza la începutul aripii aspersoare (la trecerea debitului complet):

$$V_n = \frac{n}{m} \cdot V$$

l – distanța între aspersoare (lungimea sectorului).

Pierderile de sarcină pe întreaga lungime a aripii aspersoare împărțită în m sectoare egale vor fi:

$$\begin{aligned} h_l &= \sum_1^m h = \frac{\lambda \cdot l \cdot V^2}{D \cdot 2g} - \frac{1}{m^2} \sum_1^m n^2 = \\ &= \frac{\lambda \cdot l \cdot V^2}{D \cdot 2g} - \frac{1}{m^2} (1^2 + 2^2 + \dots + m^2) = \\ &= \frac{\lambda \cdot l \cdot V^2}{D \cdot 2g} \left[\frac{(m+1)(2m+1)}{6m} \right] \end{aligned} \quad (6.81)$$

Întrucât, în majoritatea cazurilor, distanța de la conducta principală până la primul aspersor este mai mică decât l , cu diferența αl (de obicei $\alpha = 0,5$), relația (9.81) devine:

$$h = \frac{\lambda \cdot l \cdot V^2}{D \cdot 2g} \left[\frac{(m+1)(2m+1)}{6m} - \alpha \right] \quad (6.82)$$

Obținerea uniformității stropirii la toate aspersoarele se poate realiza în limite admisibile (max. 20% diferență între extremități) fie printr-o proiectare riguroasă a rețelei de conducte, fie prin procesul de exploatare (schimbări la duzele aspersoare).

6.2.3.3. Aparare de aspersiune

Aparatele de stropit (pulverizare) condiționează eficacitatea și randamentul aspersiunii.

Aparatele de aspersiune se pot clasifica după mai multe criterii: presiunea sub care funcționează, lungimea jetului de apă, poziția pe care o au în timpul funcționării, modul în care iese apa din aparat etc.

O clasificare unanim adoptată este aceea în funcție de *presiunea de serviciu* H_s : aparate de aspersiune care funcționează cu presiune mică și medie (1,5-4,5 ats; aripile de aspersiune cu duze ajung și la 0,5 ats) și cu presiune mare (5-8 ats și chiar mai mult, jetul acestora putând ajunge la 60 m, iar debitul la 100-120 m³/h).

Picăturile de ploaie se pot obține artificial (cu aparate de aspersiune) prin mai multe procedee: 1 – curgerea liberă a apei din tuburi capilare; 2 – pulverizarea jetului de apă, sub presiune mică, în atmosferă, în stropi fini, cu ajutorul orificiilor și duzelor; 3 – pulverizarea jetului de apă sub presiune medie și mare cu ajutorul aspersoarelor; 4 – pulverizarea jetului de apă sub presiune prin folosirea forței centrifuge cu ajutorul duzelor cu corp spiral ș.a.; 5 – pulverizarea jetului de apă sub presiune prin folosirea principiului forței de reacție, cu ajutorul moriștilor hidraulice.

În cazul curgerii din tubul capilar, puterea consumată pentru desprinderea stropului este egală cu forța de coeziune dintre particulele de apă în secțiunea de rupere a stropului și se calculează cu formula:

$$L = \Omega \sigma \quad (6.83)$$

în care:

L este lucrul mecanic (ergi);

Ω – suprafața stropului;

σ – tensiunea superficială (apă față de aer):

$\sigma = 0,0770 \text{ gf/cm} = 75,5 \text{ dyn/cm}$.

O extindere mare au căpătat procedeele doi și trei, care au condus la dezvoltarea unei aparaturi corespunzătoare.

Aparatele – dispozitivele de stropit sunt de forme și construcții foarte variate, începând cu „orificiile” în aripa aspersoare și terminând cu cele mai complexe „aparate cu 2-4 jeturi”.

a. *Dispozitive de stropit cu presiune mică* ($H_s < 2 \text{ atm}$): orificii, duze cu pulverizator conic, duze cu acționare centrifugală, duze de tip morișcă hidraulică ș.a. Aceste dispozitive se pot construi din: aliaj de aluminiu, bronz ș.a.; în ultima vreme se construiesc din material plastic.

– *Orificiile de stropit* sunt practicate la distanțe egale (0,4-1 m) și cu diametre mici, pe o conductă de aspersiune (cu $L = 40-100 \text{ m}$ și $D = 2,5-5 \text{ cm}$), formată din tuburi de fier galvanizat, aluminiu, sau aramă, lungi de 5-6 m și legate prin cuplaj. Conducta este sprijinită pe suporturi, la 0,6-2 m de la suprafața terenului, în funcție de culturile irigate și de condițiile de favorizare a dispersării jeturilor de apă (fig. 6.75).

Rotirea aripii aspersoare este realizată cu motorul hidraulic amplasat pe hidrant sau manual, cu ajutorul unei manivele situată la capăt ($\theta = 45^\circ$).

În cazul folosirii aripilor oscilante la irigarea plantațiilor, se impune ridicarea lor la înălțimi corespunzătoare pentru a putea realiza și udarea coroanelor (fig. 6.77); oscilarea aripii la stânga și la dreapta (cu 45°) se realizează și în acest caz cu ajutorul manivelei cu lanț (suportul cu robinet este totodată și conducta hidrant).

Lățimea suprafeței udade de aripa oscilantă depinde de bătaia vânei de apă. Date fiind vitezele inițiale

relativ mici și bătăile maxime ale traiectoriei, de asemenea mici, în calculul teoretic al lungimii vânei de apă se neglijează rezistența mediului.

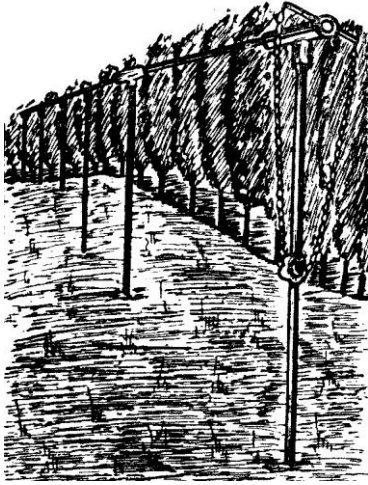


Fig. 6.77. Irigarea plantațiilor cu aripă oscilantă.

Ecuțiile de mișcare vor fi deduse din teorema mișcării centrului de masă aplicată unui tronson din jetul aruncat¹ (fig. 6.78).

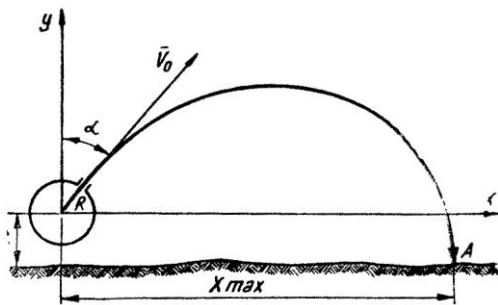


Fig. 6.78. Traectoria vânei de apă ce iese din ajutorul aripii oscilante

Ecuția mișcării este:

$$M\ddot{r}_c = M\vec{g}$$

conducând la ecuațiile de proiecții pe axele ox și oy:

$$\begin{cases} \ddot{x}_c = 0 \\ \ddot{y}_c = -g \end{cases} \quad (6.84)$$

la care se adaugă sistemul de condiții inițiale:

$$t=0 \begin{cases} x_c = R \sin \alpha; & \dot{x}_c = v_0 \sin \alpha \\ y_c = R \cos \alpha; & \dot{y}_c = v_0 \cos \alpha \end{cases} \quad (6.85)$$

$$v_0 = \varphi_v \sqrt{2gh}$$

Integrând sistemul și punând condițiile (6.85) se capătă:

$$\begin{aligned} c_{1x} = v_0 \sin \alpha = \varphi_v \sqrt{2gh} \sin \alpha & \quad c_{2x} = R \sin \alpha \\ c_{1y} = v_0 \cos \alpha = \varphi_v \sqrt{2gh} \cos \alpha & \quad c_{2y} = R \cos \alpha \end{aligned}$$

Deci ecuațiile de mișcare determinate vor fi:

$$\begin{cases} x_c = R \sin \alpha + (\varphi_v \sqrt{2gh} \sin \alpha) t \\ y_c = R \cos \alpha + (\varphi_v \sqrt{2gh} \cos \alpha) t - \frac{gt^2}{2} \end{cases} \quad (6.86)$$

Eliminând timpul între aceste ecuații, se obține ecuația traiectoriei centrului de masă al tronsonului considerat:

$$y_c = -\frac{R^2}{4\varphi_v^2 h} + \left(\operatorname{ctg} \alpha + \frac{R}{2\varphi_v^2 h \sin \alpha} \right) x_c - \frac{1}{4\varphi_v^2 h \sin^2 \alpha} x_c^2 \quad (6.87)$$

cu termenii ce conțin pe R putând fi, în general, neglijați datorită valorii mici a razei conductei.

Jetul cel mai lung are loc pentru $\alpha = \frac{\pi}{2}$.

Notând cu b distanța de la conductă la sol, distanța maximă la care va ajunge centrul de masă al tronsonului considerat va fi obținută rezolvând în raport cu x_c ecuația (6.87) în care se va pune $y_c = -b$, ceea ce conduce la ecuația de gradul II:

$$\begin{aligned} x_c - 2(\varphi_v^2 h \sin 2\alpha + R \sin \alpha) x_c + \\ + (R^2 + 4\varphi_v^2 h b) \sin^2 \alpha = 0 \end{aligned} \quad (6.88)$$

cu rădăcinile:

$$\begin{aligned} x_{c1,2} = \varphi_v^2 h \sin 2\alpha + R \sin \alpha \pm \\ \pm \sqrt{(\varphi_v^2 h \sin 2\alpha + R \sin \alpha)^2 - (R^2 + 4\varphi_v^2 h b) \sin^2 \alpha} \end{aligned} \quad (6.89)$$

prima dintre soluții fiind cea care dă abscisa căutată.

Pentru R neglijabil ($R = 2-5$ cm) se capătă:

$$x_{c1,2} = \varphi_v^2 h \sin 2\alpha + \sqrt{\varphi_v^2 h^2 \sin^2 2\alpha + 4\varphi_v^2 h b \sin^2 \alpha} \quad (6.90)$$

Dacă și b este neglijabil, atunci se recapătă relația cunoscută:

$$x_{c1,2} = 2\varphi_v^2 h \sin 2\alpha \quad (6.91)$$

Particulele de apă vor fi dispersate de o parte și de alta a punctului A unde centrul de masă întâlnește solul. Dispersia, care va fi în funcție și de forma ajutorului, va putea fi determinată experimental.

Aripile oscilante cu orificii, deși realizează udări bune – cu intensități mici (0,2-0,4 mm/min, la $q_a = 0,016-0,04$ l/s și $h = 0,6-2$ atm), nu pot avea o extindere prea mare în tehnica irigației, deoarece au productivitate mică și funcționează numai cu apă foarte curată. Se folosesc îndeosebi în sere, plantații speciale (culturi pretențioase la finețea ploii) și ca mijloc de luptă contra înghețului. Deplasarea aripiilor se face prin decuplarea tronsoanelor, în general manual.

Din punct de vedere hidraulic, orificiile aripiilor oscilante pot fi considerate ca „orificii mici în pereți subțiri” pentru care viteza v și debitul Q se calculează

¹ N. Irniciuc, *Mecanica*, 1966, I.P.I.

cu relațiile:

$$v = \varphi_v \sqrt{2gh} \quad (6.92)$$

$$Q = \mu \Omega \sqrt{2gh} \quad (6.93)$$

– *Duze cu pulverizator conic* – au o mare răspândire în tehnica aspersiunii – îndeosebi în fosta U.R.S.S. – la instalațiile și agregatele cu presiune mică, de exemplu la instalația tip K.D.U.-41 (figura 6.79), la agregatul D.D.A.-100 (fig. 6.81).

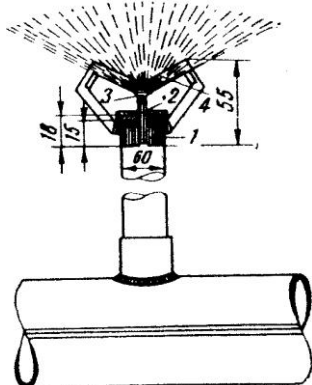


Fig. 6.79. Duză cu pulverizator conic tip K.D.U.: 1 – corp; 2 – orificiu; 3 – pulverizator conic; 4 – placă de susținere.

În cazul duzelor, debitul Q se calculează tot cu relația:

$$Q = \mu \Omega \sqrt{2gh} = \mu \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gh}$$

Coeficientul de debit m depinde în mare măsură de forma și calitatea finisării orificiului duzei ($m = 0,64-0,94$). Pentru: $d = 4-20$ mm, $h = 0,5-2$ atm și $\mu = 0,94$, rezultă $Q = 0,12-5,79$ l/s.

Intensitatea medie a ploii i_{med} de pe întreaga suprafață stropită de duze, până la stropii marginali, S_r , se află cu relația:

$$i_{med} = \frac{60Q}{S_r} \quad (6.94)$$

Repartiția reală a intensității aspersiunii în fiecare punct al suprafeței stropite (S_r) este:

$$i_{real} = \frac{h}{t} \text{ mm/min} \quad (6.95)$$

Intensitatea medie ($i_{med r}$) a aspersiunii pe suprafața udată fără suprapunere S de către duzele alăturate:

$$I_{med r} = \frac{60(Q - Q_p)}{S_r} \quad (6.96)$$

în care:

Q_p este debitul care cade pe zona de suprapunere $S_t - S_r$.

Figura 6.80 reprezintă graficul repartiției udării prin duză cu pulverizator conic.

Prin reglarea orificiilor ($d = 8-10$ mm) și a presiunii ($H = 0,6-2$ atm) se pot obține intensități variabile între $0,4-2$ mm/min și suprafețe de udare cu $D = 10-20$ m.

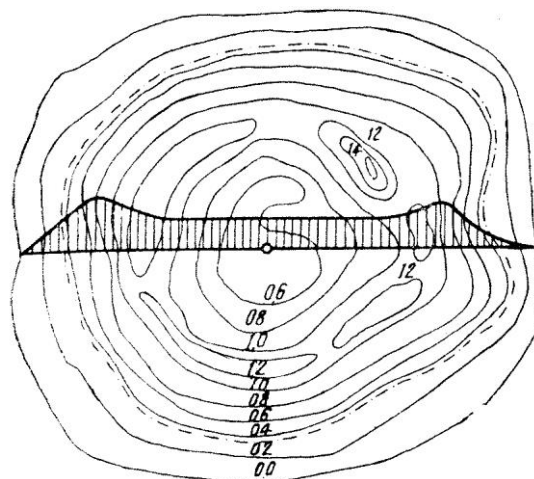


Fig. 6.80. Graficul repartiției udării.

Un alt tip de duză cu presiune mică este duza folosită la agregatul D.D.A.-100. Duza se compune dintr-un tub cu filet interior la unul din capete, care permite înșurubarea lui pe adaosul de racord respectiv al aripii de ploaie și din 1-2 membrane pentru pulverizarea apei (fig. 6.81).

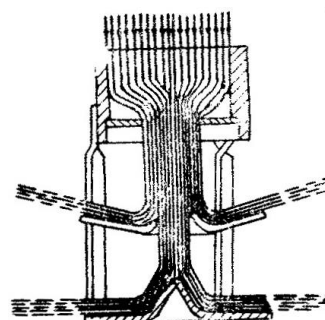


Fig. 6.81. Schema construcției dispozitivului de pulverizare la agregatul de aspersiune cu două console (D.D.A.-100).

La o presiune de 5 m, duza dă un debit de 1,2 l/s și udă o suprafață de 72 m² cu un strat de apă pulverizată de 0,9 mm/min.

– *Duze cu acționare centrifugală*. Au o răspândire restrânsă; prezentând însă o serie de avantaje practice (i , R ș.a.), se prevede dezvoltarea lor. Duza cu corp spiral plat și cu jet de apă sub presiune tangențială este de tipul de duze cu acționare centrifugală (fig. 6.82).

La ieșirea din orificiul duzei, apa are o viteză axială și o viteză circulară a căror rezultantă formează cu axul vertical al duzei un unghi, care este unghiul jetului de stropit.

Debitul de apă ce iese din orificiul duzei cu corp spiral se află tot cu relația: $Q = \mu \Omega \sqrt{2gh}$; deci depinde de coeficientul de debit μ , de diametrul orificiului de ieșire $\left(D = \sqrt{\frac{4\Omega}{\pi}} \right)$ și de presiunea apei în duză h . În acest caz, coeficientul de debit are valori mici ($\mu = 0,1-$

0,6), deoarece jetul nu este continuu – ca la celelalte tipuri de duze – ci este un jet inelar, cu vârtej de aer în interior.

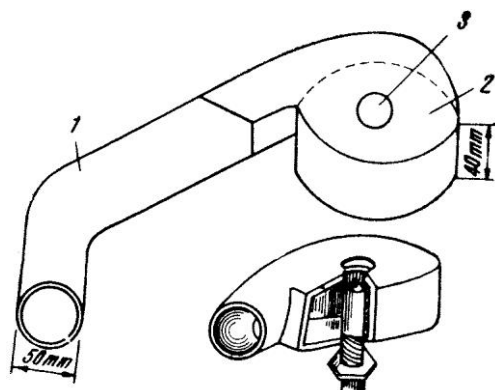


Fig. 6.82. Duză cu acționare centrifugală: 1 – racord; 2 – corp; 3 – orificiu pentru ieșirea jetului.

– *Dispozitive de aspersiune tip morișcă hidraulică.* Acestea sunt întrebuințate pentru udarea spațiilor verzi, grădinilor și chiar pentru cultura mare – în cazul moriștilor cu brațe lungi (fig. 6.83 a, b).

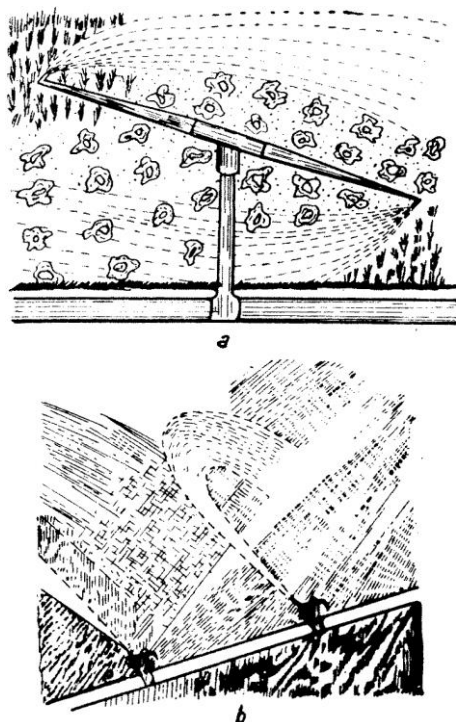


Fig. 6.83. Dispozitive de stropit tip moriști hidraulice: a – cu brațe lungi; b – cu brațe scurte.

Apa sub presiune (până la 2 atm) este transportată la aceste dispozitive prin conducte fixe – îngropate (a) sau mobile (b). Dispozitivele de stropit se pot monta direct pe conductele de distribuție sau se leagă de acestea prin conducte ușoare și chiar flexibile, putând fi staționare sau mobile (fig. 6.84).

Există moriști mobile care se deplasează automat pe șină sau pe roți (fig. 6.85). Forța de reacție

($P = \gamma \Omega h$) a apei asupra brațelor face să se rotească acestea și să împingă aparatul pe șină sau pe roți.

Debitul acestor dispozitive se află tot prin relația dată anterior $Q = \mu \Omega \sqrt{2gh}$.

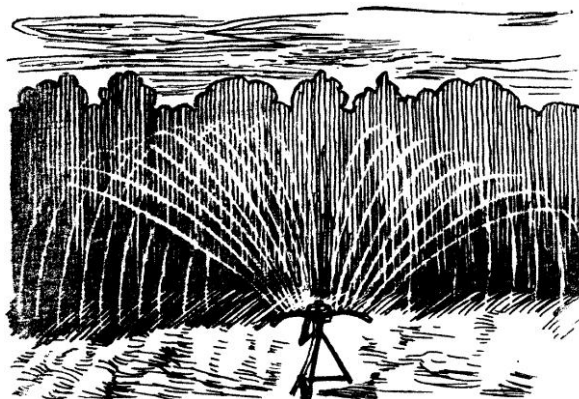


Fig. 6.84. Aparat de stropit mobil.

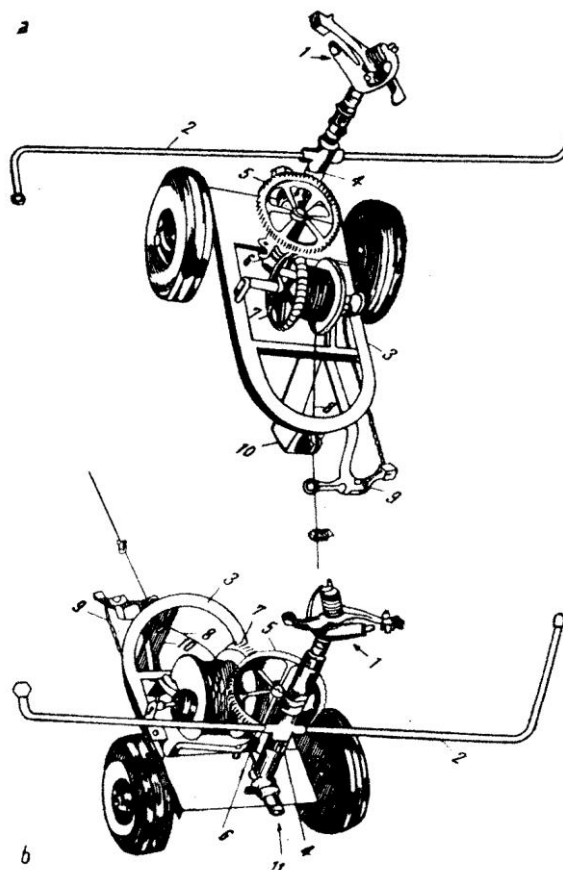


Fig. 6.85. Agregat de aspersiune cu autodeplasare: a – vedere generală; b – vedere din față; 1 – aspersor cu presiune medie cu paletă; 2 – conductă de stropit suprafața din apropiere, cu rol motor (morișcă hidraulică); 3 – suport mobil pe două roți cu șasiu de fixarea dispozitivului de rotire și trolui; 4 – pinion mic fixat pe conducta verticală a aspersorului; 5 – pinion mare; 6 – șneac; 7 – roată dințată cu trolui; 8 – cablu de deplasare; 9 – dispozitiv de direcție; 10 – patine de sprijin și deplasare; 11 – conductă flexibilă de alimentare cu apă.

b. *Aparate de stropit cu presiune medie și mare*
Funcționare, realizarea ploii, condiții de îmbunătățire. În această categorie se pot încadra aspersoarele cu unul sau mai multe jeturi, care funcționează sub presiune medie și mare – 2-8 atm (fig. 6.86).

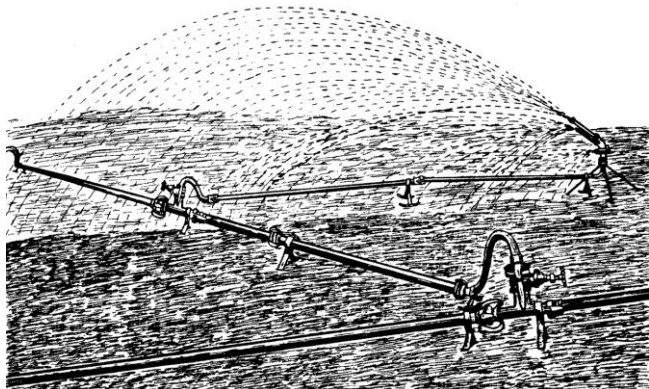


Fig. 6.86. Aspersor cu presiune mare în funcțiune.

Spre deosebire de aparatele din prima grupă, acestea necesită forță de muncă mai redusă în exploatare (au productivitate ridicată: $S_T = 4.000-40.000 \text{ m}^2$, dintr-o poziție; $R_a = 40-120 \text{ m}$; $Q = 5-36-100 \text{ l/s}$), în schimb reclamă energie mare pentru asigurarea presiunii de serviciu.

Apa ieșită sub formă de jet din ajutoraj este pulverizată de-a lungul razei de stropire, prin acțiunea diferitelor dispozitive, ca: ajutoraj auxiliar, paletă care lovește periodic jetul, elicea ș.a.

Distribuția apei pe teren este realizată prin rotirea completă sau parțială (în sector) a aspersorului, în jurul axului vertical. Mișcarea giratorie poate fi asigurată fie printr-o mică turbină, fie prin axul cardanic, de la pompa (de exemplu la aspersorul tip A.R.), fie prin reacția unui jet auxiliar secundar (de exemplu la aspersorul tip Hydor).

Debitul de apă ce iese din ajutoraj se determină cu relația $Q = \mu \Omega \sqrt{2gh}$; coeficientul de debit μ are valori diferite, funcție de tipul de ajutoraj și caracteristicile constructive (fig. 6.87).

La alegerea ajutorajelor pentru aspersoare trebuie să se urmărească ca jetul de apă să iasă fără mișcări turbionare; filetele de apă la ieșire trebuie să fie paralele.

Aspersoarele trebuie să asigure, pe de o parte, bătaia maximă a jetului de apă (condiție ce impune ca vâna la ieșirea din ajutoraj să fie cât mai compactă), iar, pe de altă parte, trebuie să asigure udarea uniformă a întregii suprafețe, de la aspersor până la extremitatea picăturilor (condiție ce impune ca pulverizarea vânei de apă să înceapă imediat de la ieșirea din ajutoraj).

Iată aici una din contradicțiile ce a frânat crearea unui tip perfecționat de aspersor care să asigure ambele cerințe: – productivitate mare – rază de stropire mare; ploaie uniformă pe întreaga suprafață.

Până în prezent problema a fost soluționată parțial prin suplimentarea ștuțurilor principale – cu ștuțuri secundare (unu sau două) sau cu paletă – care asigură și rotirea aparatului (de exemplu aspersorul tip Hydor, tip VNIIGIM, Michaelis, A.S.M., ASJ.-1.2 – Cluj ș.a.).

O îmbunătățire a tehnicii aspersiunii – respectiv a aspersoarelor – ar însemna îmbinarea caracteristicilor celor două zone de vână la ieșirea din ajutoraj: vâna compactă și vâna pulverizată (fig. 6.88).

Aspersoarele realizează tipuri de vâne înclinate, care sunt mai puțin studiate din punct de vedere teoretic decât cele verticale.

Curba înfășurătoare a tuturor traiectoriilor vânei ce ies din aspersor – curba limită a vinelor descompuse – se vede în figura 6.89

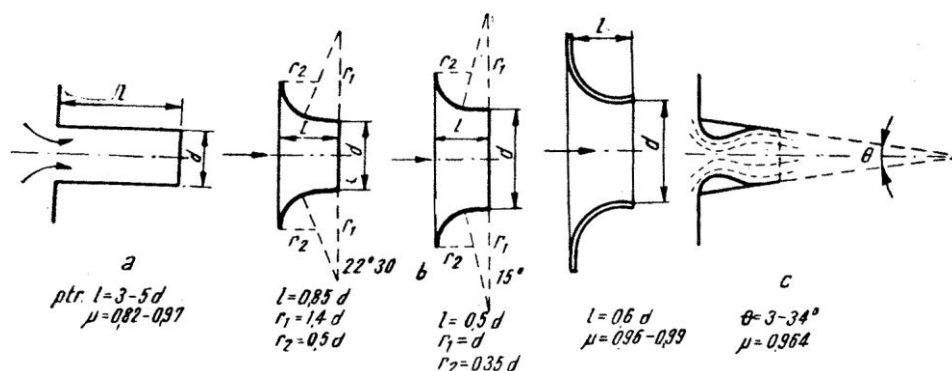


Fig. 6.87. Ajutaje folosite la aspersoare: a – ajutoraj cilindric; b – ajutoraje conoidale; c – ajutoraj conic – convergent.

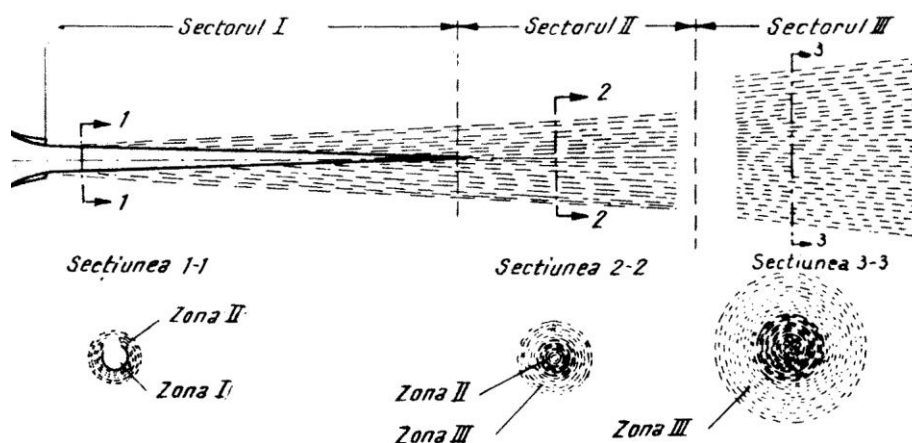


Fig. 6.88. Zonarea structurală a vânei de apă în atmosferă.

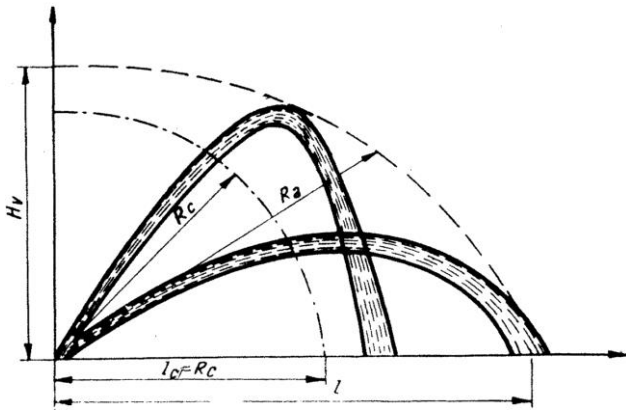


Fig. 6.89. Traectoria vinelor înclinate și zona lor.

Distanța de la ajutorajul aspersorului la curba limită a vânei pulverizate R_a se calculează cu relația:

$$R_a = \delta \cdot H_v \quad [m] \quad (6.97)$$

în care:

δ este coeficient ce depinde de unghiul Q de înclinare al liniei care unește ajutorajul cu un punct de pe curba limită (tab. 6.7).

Tabelul 6.7. Valoarea coeficientului δ în funcție de unghiul θ

θ°	6°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
δ	1,40	1,30	1,20	1,12	1,07	1,03	1,00

H_v – înălțimea totală a vânei verticale;

$$H_v = H - \Delta H$$

H – presiunea sub care are loc scurgerea din ajutoraj sau înălțimea teoretică a vânei;

ΔH – pierderile de presiune sub care are loc scurgerea.

Prin analogie cu formula pierderilor liniare

$$h_l = \lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

se pot stabili două feluri de formule pentru pierderile de presiune:

$$\Delta H = K_1 \frac{H_v}{d} \frac{v^2}{2g} \quad (6.98)$$

$$\Delta H = K_2 \frac{H}{d} \frac{v^2}{2g} \quad (6.99)$$

Admițând că $\frac{v^2}{2g} = H$;

notând $\frac{K_1}{d}$ prin ρ și făcând înlocuirile în formulele (6.98) și (6.99):

$$H_v = \frac{H}{1 + \rho H} \quad (6.98')$$

(formula lui Lüger) și

$$H_v = H \left(1 - K_2 \frac{H}{d} \right) \quad (6.99')$$

În (9.98') ϕ are dimensiunea (L^{-1}) și valorile sunt date în funcție de diametrul ajutorajului; pentru $d = 10-50$ mm, $\phi = 0,0228-0,0014$.

După datele experimentale ale lui Friman, $K_2 =$ = constant = 0,000113 (ajutoraj convergent-cilindric).

Între coeficienții K_1 și K_2 există relațiile:

$$K_1 = \frac{K_2}{1 - K_2 \frac{H}{d}}; \quad K_2 = \frac{K_1}{1 - K_1 \frac{H}{d}} \quad (6.100)$$

Interpretarea în comun a formulelor lui Friman și Lüger duc la formula generală:

$$H_v = \frac{H}{1 + \beta} \quad (6.101)$$

în care:

$$\beta = f(H, d) \quad (\text{tab. 6.8}).$$

Din cele de mai sus rezultă că bătaia totală a vânei de apă sau distanța dintre ajutoraj și curba limită a vânei pulverizate $\left(R_a = \delta \frac{H}{1 + \beta} \right)$ crește pe măsură ce se micșorează unghiul de înclinare θ (v. tabelul 6.7).

În figura 6.90 se reprezintă grafic (I.I. Agroschin, 1953) vânelor înclinate, cu unghiuri diferite față de orizontală, care ies dintr-un ajutoraj cu $d = 1''1/8$ și presiunea de serviciu $H = 28,1$ m; la $\theta = 45^\circ$, $R_a = 40$ m, iar la $\theta = 75^\circ$, $R_a = 20$ m.

Teoretic lungimea razei de stropit l se află în funcție de bătaia vînei de apă, ca fiind proiecția acesteia pe ox , deci $l = x_c$ (fig. 6.91, 6.92).

Ecuatiile de mișcare vor fi deduse ca și în cazul precedent al „orificiilor de stropit” din teorema mișcării centrului de masă aplicată unui tronson din jetul aruncat.

Ecuatia mișcării este: $M\ddot{r}_c = M\vec{g}$, conducând la ecuațiile de proiecție (mișcarea are aici caracter spațial) pe axele ox, oy, oz :

$$\begin{cases} \ddot{x}_c = 0 \\ \ddot{y}_c = -g \\ \ddot{z}_c = 0 \end{cases} \quad (6.102)$$

Tabelul 6.8. Valoarea coeficientului β și α în vederea determinării lui H_v și H_c

Înălțimea vânei H_v $H_v = \frac{H}{1 + \phi H}$ (m)	7	9,5	12	14,5	17,2	20	24,5	26,8	30,5	35	40	48,5
Înălțimea zonei compacte H_c (m)	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
Coeficientul β	0,840	0,840	0,835	0,825	0,815	0,805	0,785	0,760	0,725	0,690	0,650	0,600
Coeficientul α	1,19	1,19	1,20	1,21	1,22	1,24	1,27	1,32	1,38	1,45	1,55	1,67

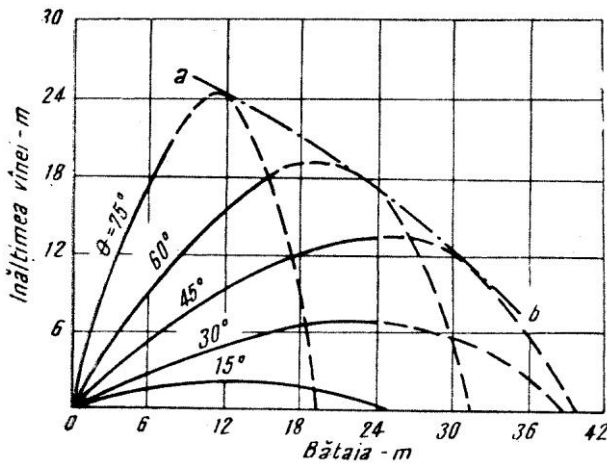


Fig. 6.90. Graficul vinelor înclinate la diverse unghiuri.

LEGENDA

— Traectoria vînei compacte
 - - - Traectoria vînei strivite
 - · - Curbă limită

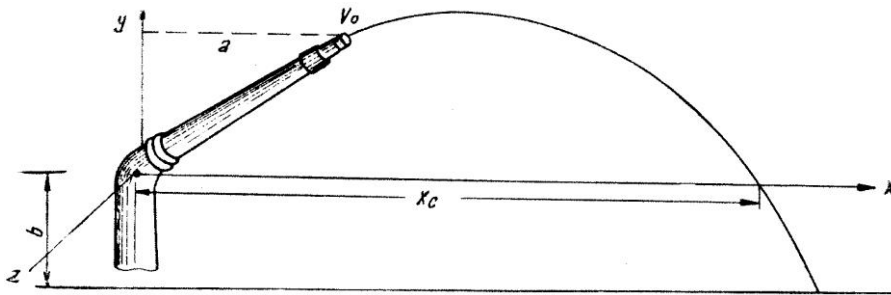


Fig. 6.91. Traiectoria vînei de apă.

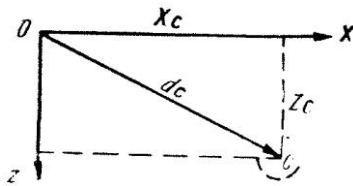


Fig. 6.92. Proiecția vînei de apă.

la care se adaugă sistemul de condiții inițiale (prin forma aspersorului și datorită mișcării de rotație cu viteza unghiulară $w = \frac{\pi \cdot n}{30}$ a aspersorului), care sunt:

$$t = 0 \begin{cases} x_c = a \cos \alpha & \dot{x}_c = v_0 \cos \alpha \\ y_c = a \sin \alpha & \dot{y}_c = v_0 \sin \alpha \\ z_c = 0 & \dot{z}_c = a \cos \alpha \cdot \omega \end{cases}$$

α fiind unghiul format de axa aspersorului cu planul orizontal.

Integrând sistemul și impunând condițiile inițiale (la $t = 0$), se obțin valorile constantelor de integrare și deci forma determinată a ecuației de mișcare:

$$\begin{cases} x_c = a \cos \alpha + (v_0 \cos \alpha)t \\ y_c = a \sin \alpha + (v_0 \sin \alpha)t - \frac{gt^2}{2} \\ z_c = (a \cos \alpha \cdot \omega)t = \left(a \frac{\pi n}{30} \cos \alpha \right)t \end{cases} \quad (9.103)$$

Coordonatele punctului în care centrul de masă al jetului va atinge solul vor fi date punând mai întâi în expresia lui y_c , $y_c = -b$ și rezolvând în raport cu timpul t ecuația obținută:

$$t^2 - 2 \frac{v_0 \sin \alpha}{g} t -$$

$$-\frac{2}{g}(b + a \sin \alpha) = 0$$

Din relația de mai sus rezultă, considerând numai valoarea pozitivă:

$$t = \frac{v_0 \sin \alpha}{g} + \sqrt{\frac{v_0^2 \sin^2 \alpha}{g^2} + \frac{2}{g}(b + a \sin \alpha)} \quad (6.104)$$

dacă a și b sunt neglijabili.

Înlocuind valoarea din 6.104 a lui t în expresiile lui x_c și z_c din relația 6.103 se obțin relațiile:

$$\begin{cases} x_c = \left(a + \frac{v_0^2}{g} \sin \alpha \right) \cos \alpha + \\ + v_0 \cos \alpha \sqrt{\frac{v_0^2 \sin^2 \alpha}{g^2} + \frac{2}{g}(b + a \cos \alpha)} \\ z_c = a \frac{\pi n}{30} v_0 \frac{\sin 2\alpha}{2} + \\ + a \frac{\pi n}{30} \cos \alpha \sqrt{\frac{v_0^2 \sin^2 \alpha}{g^2} + \frac{2}{g}(b + a \cos \alpha)} \end{cases} \quad (6.105)$$

iar pentru a și b neglijabili se capătă (fig. 6.92):

$$\begin{cases} x_c = \frac{v_0^2 \sin 2\alpha}{g} \\ z_c = a \frac{\pi n}{30} \frac{v_0}{g} \sin 2\alpha \end{cases} \quad (6.106)$$

Distanța la care centrul de masă al tronsonului va atinge solul va fi dată de relația:

$$d_c = \sqrt{x_c^2 + z_c^2} \quad (6.107)$$

care, în cazul relațiilor (6.106), va lua forma:

$$d_c = \frac{v_0}{g} \sin 2\alpha \sqrt{v_0^2 + \frac{a^2 \pi^2 n^2}{900}} \quad (6.108)$$

Bineînțeles, și aici picăturile de apă vor fi dispersate în jurul poziției punctului c , modul de distribuție depinzând de forma ajutorului și de vânt și putând fi stabilit experimental.

Experiențele (F.I. Picalov, 1940) au stabilit că bătaia maximă a vânei l se realizează atunci când unghiul de înclinare (al vânei) față de orizontală $\alpha = 32^\circ$:

$$l = 0,42H + 1000d \quad [\text{m}] \quad (6.109)$$

Relația (6.109) este valabilă pentru $\frac{H}{d} \geq 1000$.

Rotația aspersorului micșorează bătaia vânei l cu circa 10-15%.

În situația când aspersoarele cu presiune mare folosesc ca hidromonitoare (pentru $\alpha = 5-32^\circ$; $d = 5-50$ mm; $H = 30-80$ m):

$$l = 0,415\sqrt[3]{\alpha d H^2} \quad (\text{N.P. Gavârin}).$$

În cazul aspersoarelor cu un ajutoraj, umectarea bună și satisfăcătoare se va realiza în domeniul vânei dispersate și pulverizate (zona II și III); în limita zonei I (domeniul vânei compacte) umectarea va fi insuficientă (fig. 6.93).

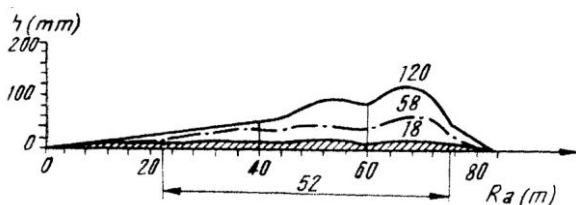


Fig. 6.93. Curba de repartizare a ploii pulverizate de dispozitivele cu bătaie lungă.

În scopul realizării unei umectări uniforme de-a lungul razei de stropit l sunt necesare măsuri suplimentare de umectare, ce trebuie aplicate în limita zonei I – domeniul vânei compacte – R_c – și spre extremitatea domeniului de pulverizare.

Cercetările au arătat (I.I. Agroskin) că dacă se înclină treptat o vâna ce iese din ajutoraj, extremitatea părții compacte descrie traiectoria acb – care diferă foarte puțin de arcul unui cerc, de rază H – care mărginește domeniul vânei compacte A (fig. 6.94).

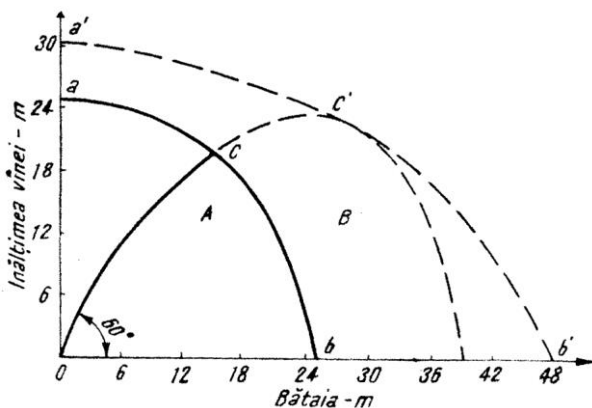


Fig. 6.94. Zonarea domeniilor vânei de apă: A – domeniul vânei compacte; B – domeniul vânei pulverizate.

Curba limită a vânei de pulverizare $a'c'b'$ și curba acb vor limita domeniul vânei dispersate și pul-

verizate. Zona compactă are aproximativ aceeași lungime (fig. 6.94), spre deosebire de zona de pulverizare la care R_a este și funcție de θ .

Vâna este compactă pe o distanță de la ajutoraj la curba limită a vânei compacte – R_c – (fig. 6.95) considerată egală cu înălțimea vânei compacte verticale H_c :

$$R_c = H_c \quad (6.110)$$

Înălțimea părții compacte a vânei H_c se consideră de la ajutoraj și până la secțiunea în care vâna transportă, într-un cerc cu diametrul de 38 cm, 90% din debitul de apă ieșit din ajutoraj ($Q = \mu \Omega \sqrt{2gH}$), iar într-un cerc cu diametrul de 26 cm, 75% din debitul ajutoratului Q (fig. 6.95).

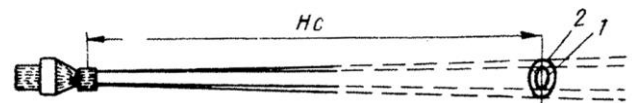


Fig. 6.95. Înălțimea părții compacte a vânei: 1 – cercul cu $\varnothing = 26$ cm permite trecerea a 0,75 din cantitatea de apă ieșită din orificiu; 2 – cercul cu $\varnothing = 38$ cm permite trecerea a 0,90 din cantitatea de apă ieșită din orificiu.

Datele experimentale arată că întotdeauna $H_c < H_v$ (v. tabel 6.8):

$$H_c = \frac{H_v}{\alpha} \quad (6.111)$$

Valorile coeficientului α se iau din tabelul 9.8; H_v – înălțimea vânei, după Lüger. Legătura între presiune la ajutoraj, H , și înălțimea vânei compacte H_c se poate determina prin relația:

$$H_c = K \cdot \frac{H - 10}{H + 10} + 0,8H + 57 \quad (6.112)$$

Valorile coeficientului K sunt date în tabelul 6.9.

Tabelul 6.9. Valorile coeficientului K în funcție de diametrul ajutorajului

Diametrul ajutorajului (mm)	13	16	19	22	25	28,5	32	35	38
Coef. K	16	18,5	20,7	22,5	24	25,2	26,1	26,7	27

Legătura dintre presiunea la ajutoraj H , diametrul d și înălțimea vânei compacte H_c se poate exprima prin următoarea formulă empirică:

$$H_c = \frac{H}{1 + \frac{e^{5,42} + 0,03044}{(1 - 2,4\sqrt{d})\sqrt{d^3 \cdot 10^6}}} \quad (6.113)$$

Concluzii. Din analiza structurii și zonării vânei lichide aplicate la jeturile de aspersiune se desprind concluziile:

1 – Pentru asigurarea unei raze de stropit maxime trebuie să se mărească presiunea de serviciu și diametrul ajutorajului, iar unghiul de înclinare a vânei θ să

aibă valori maxime. Practica a dovedit că înclinarea aspersorului cu $\alpha = 32^\circ$ față de orizontală asigură și o bătaie maximă satisfăcătoare și o pulverizare bună în domeniul B – dispersare, pulverizare.

Raza de stropit fiind direct proporțională cu lungimea zonei compacte, se impun măsuri pentru asigurarea unei lungimi maxime a zonei I, ca: alegerea tipului de ajutoraj care să conducă la ieșirea paralelă a filetelor de apă, fără mișcări turbionare (ajutorajul cilindric este mai indicat);

De asemenea, alegerea unui raport corespunzător între lungimea ajutorajului și diametrul acestuia este o altă condiție ce nu trebuie neglijată.

2 – Uniformitatea stropirii de-a lungul razei obligă la soluționarea umezirii în domeniul zonei compacte A precum și la extremitățile domeniului de pulverizare B (v. fig. 6.93).

Umezirea în domeniul zonei A se asigură în prezent prin: turbine, paletе și ștuțuri suplimentare situate deasupra (A.S.M.) sau dedesubtul ștuțului principal (Hydor).

Turbinele și paletele care asigură stropirea zonei A și rotirea aparatului, la aspersorul cu un singur ștuț, apar ca defectuoase: spărgând parțial sau total jetul în zona compactă A, reduc implicit productivitatea aparatului (micșorează raza de stropit). Ștuțul secundar, cu sau fără paletă, situat deasupra celui principal, prezintă dezavantajele: jetul ștuțului secundar căzând parțial peste cel principal (îndeosebi când bate vântul) este antrenat în parte de acesta, iar, pe de altă parte, provoacă destrămarea parțială a vânei de apă în limita zonei compacte A, având ca efect reducerea razei de stropit; ștuțul secundar, situat sub cel principal, corespunde din punct de vedere hidraulic – nelovind jetul principal – și asigură umețirea domeniului A. Calitatea ploii realizată în domeniul A depinde de: unghiul pe care-l face acest ștuț cu orizontala, dimensiunile L și D , tăietura duzei și presiunea la ștuț.

Soluția aspersoarelor cu ștuțuri secundare (unul sau mai multe) situate sub cel principal, în ideea asigurării prin fiecare ștuț a udării domeniilor diferite, se poate vedea în figura 6.96 (A.N. Kosteakov).

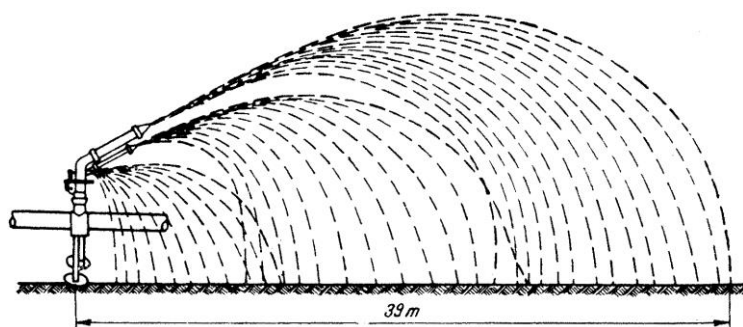


Fig. 6.96. Aspersor cu presiune mare cu dispozitive de udare pe domenii de repartiția vânei de apă.

Soluția aspersorului cu un singur ștuț și fără dispozitive speciale de spargere a jetului – asemănător celui de pompieri – autorul consideră că este cel mai puțin indicată din punctul de vedere al uniformității stropirii și calității ploii.

3 – Umezirea insuficientă la extremitatea razei de stropit (domeniul B de pulverizare) se remediază prin intersectarea la extremități a suprafețelor umețate.

c. Tipuri de aspersoare cu presiune medie și mare

În tehnica irigației sunt introduse numeroase tipuri de aspersoare care se pot grupa după numărul de ștuțuri, după modul de distribuție a apei, după presiune etc.

După numărul de ștuțuri se diferențiază: – aspersoare cu un singur ștuț, cu și fără dispozitive de spargere a jetului; – aspersoare cu mai multe ștuțuri, cu și fără dispozitiv de spargerea jetului.

O analiză a caracteristicilor acestor aspersoare scoate în evidență:

– productivitate ridicată – dintr-o poziție pot uda suprafețe mari – 4.000-40.000 m²;

– volumul de muncă reclamat cu deplasarea este redus;

– calitatea ploii nu înregistrează însă indicii optimi (distribuția, coeficientul de pulverizare, mărimea picăturii, uniformitatea stropirii ș.a.).

Distribuția apei nu se face uniform pe toată raza de stropire a jetului, chiar pe timp liniștit (v. fig. 6.93).

Coeficientul de pulverizare ($K_1 = d \cdot H^{-1}$) corespunde în general pentru ploi grosiere și foarte grosiere ($K > 0,36$) la tipurile de aspersoare românești (A.S.M. și A.R.-60): aspersorul A.S.J.-1 Cluj prezintă indici de calitate superiori, însă productivitate scăzută.

Mărimea picăturilor depășește valoarea mărimii optime ($\varnothing < 2$ mm).

Uniformitatea stropirii $\left(G_u = \frac{i_m}{i_{\max}} \right)$ este slabă:

0,112-0,624 pentru A.S.M. și 0,225-0,532 la A.R.-60).

Având în vedere productivitățile ridicate ale aspersoarelor cu presiune medie și mare, se impune concentrarea eforturilor asupra îmbunătățirii calității ploii, astfel ca întreaga suprafață să fie udată uniform.

Aspersorul cu șoc A.S.M. (producție românească, fig. 6.97) este compus din două ștuțuri:

– principal, cu rol de a asigura stropirea cu rază mare (36-46 m) și – secundar, situat deasupra celui principal, care are pe lângă rolul motor și pe acela de a stropi pe rază mică, în apropierea aspersorului ($H_s = 3,5-5$ atm; $d = 18-24 \times 8-10$ m; $Q = 33-76$ m³/h; $R = 20-46$ m; $i = 13-21,8$ mm/h).

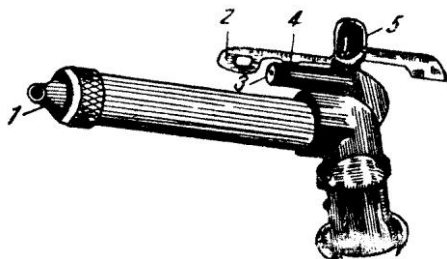


Fig. 6.97. Aspersion A.S.M.: 1 – duza aspersoare; 2 – paleta; 3 – duza motor; 4 – piedica care provoacă șocul; 5 arc.

Aspersionul A.R.-60 – S – de presiune înaltă (producție românească, fig. 6.98) este prevăzut, de asemenea, cu două ștuțuri: cel principal asigură stropirea pe rază mare ($R_{\max} = 60$), iar cel secundar, situat sub cel principal, fiind prevăzut cu paletă de pulverizare, udă suprafața de teren din apropierea aspersionului.

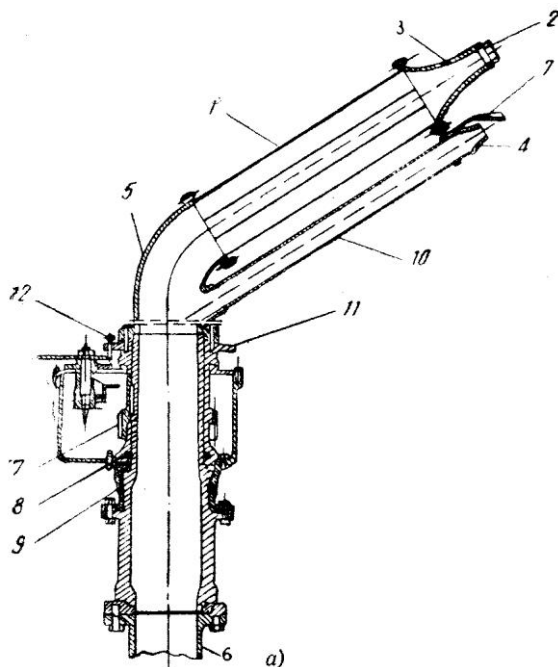


Fig. 6.98.a. Aspersionul A.R.-60 S: 1 – conducta jetului principal; 2 – duza jetului principal; 3 – ajutorul principal; 4 – ajutorul secundar; 5 – conducta superioară cu cot; 6 – suportul aspersionului; 7 – corpul interior; 8 – 9 – garnituri de cauciuc; 10 – conducta jetului secundar; 11 – discul rotirii pe sector; 12 – bolțul limitării rotirii pe sector.

Aspersionul A.R.-60 se montează direct pe flanșa de refulare a pompei centrifuge și funcționează cu o presiune de 5,5 atm și cu un debit de ~ 35 l/s. Distribuția apei se face în cerc (aspersionul se rotește în jurul axului vertical $v = 0,21$ rot/min) sau pe sector de cerc. Dintr-o poziție, aspersionul A.R.-60 poate uda o suprafață de 1 ha cu intensitatea medie de 0,22 mm/min.

Caracteristicile pluviometrice ale aspersoarelor A.S.M. și A.R.-60-S precum și necesitatea construirii unei rețele dese de canale (pentru A.R.-60-S), au condus la importarea (1966) unor tipuri de aspersoare de

producție Wright Rain (Monitor, Lancer, Senior, Master), precum și construirea (întreprinderea „Armătura” Cluj, 1967) aspersoarelor A.S.M.-1 și A.S.M.-2.

– Aspersionul A.S.M.-1 – cu un singur ștuț – se caracterizează prin (fig. 6.98.b); $Q = 1,47-4,10$ m³/h; $\varnothing_d = 5-6-7$ mm; $H_s = 2,5-3,5-4,5$ atm; $R_s = 16-21,5$ m; schemele de udare: 12/12; 12/18; 12/24; 18/18; 18/24; 24/24; 24/30 m.

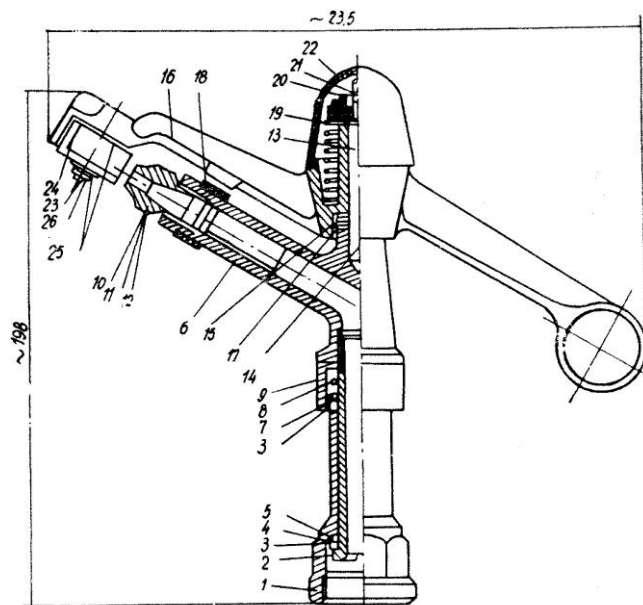


Fig. 6.98.b. Aspersionul A.S.M.-1 Cluj: 1 – corp inferior; 2 – pivot; 3, 4, 5, 7, 15, 27 – garnituri; 6 – corp superior; 8 – arc; 9 – manșon de protecție; 10 – duză Ø 6 mm; II – duză Ø 5 mm; 12 – duză Ø 7 mm; 12-23 – ax; 14-21 – știft; 16 – braț oscilant; 18 – manșon amortizor; 19 – resort de revenire; 20 – inel de reglare; 22 – capac de protecție; 24 – prismă de acționare; 25 – șaibă; 26 – inel; 27 – cuțit.

– Aspersionul A.S.M.-2 – cu două ștuțuri – se caracterizează prin $Q = 12,3-20,5$ m³/h; $\varnothing_d = 11 \times 6,3$; $13 \times 6,3$; $14,5 \times 6,3$ mm; $H_s = 4-5$ atm; $R_s = 28-32,5$ m; schemele de udare: 30/30; 30/36; 36/36; 36/42; 42/42.

Intensitatea la A.S.M.-1 este mică și medie (6 mm/h), iar la A.S.M.-2. este medie, mare și foarte mare.

Pentru îmbunătățirea schemei constructive, a indicilor de calitate și de productivitate, întreprinderea „Armătura” Cluj continuă studiul cu experimentarea tipului de aspersion A.S.J. 1-1” și A.S.J. 2-1”¹/₄ (pentru aspersionul A.S.J. 1 colaborează și cu Catedra de Hidroameliorații a Inst. Politehnic Iași).

– Aspersionul VNIIGIM¹ de presiune mare (fig. 6.99) seuplează cu hidrantul conductei printr-un racord fix.

În partea superioară a aparatului se găsesc ștuțurile – principal și secundar – așezate pe o mică turbină

¹ Institutul Unional de cercetări științifice pentru hidrotehnică și ameliorații.

acționată de un jet de apă ce iese dintr-un orificiu special, ce rotește întreg aspersorul ($Q = 11 \text{ l/s}$; $H_s = 4 \text{ atm}$; $\theta = 32^\circ$; $S_1 = 0,4 \text{ ha}$; $i = 0,16-0,20 \text{ mm/min}$).

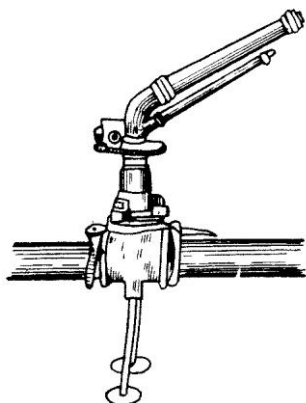


Fig. 6.99. Aspersor cu presiune mare și bătaie lungă, montat pe conducta principală.

Un alt aspersor este acel al VNIIGIM din Georgia (fig. 6.100) la care atât mișcarea de rotație a aspersorului cât și spargerea jetului se fac printr-o pârghie oscilantă, acționată de jetul de apă automat.

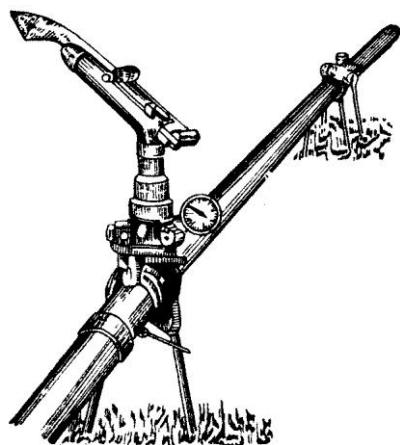


Fig. 6.100. Aspersor cu bătaie lungă, Sistem VNIIGIM.

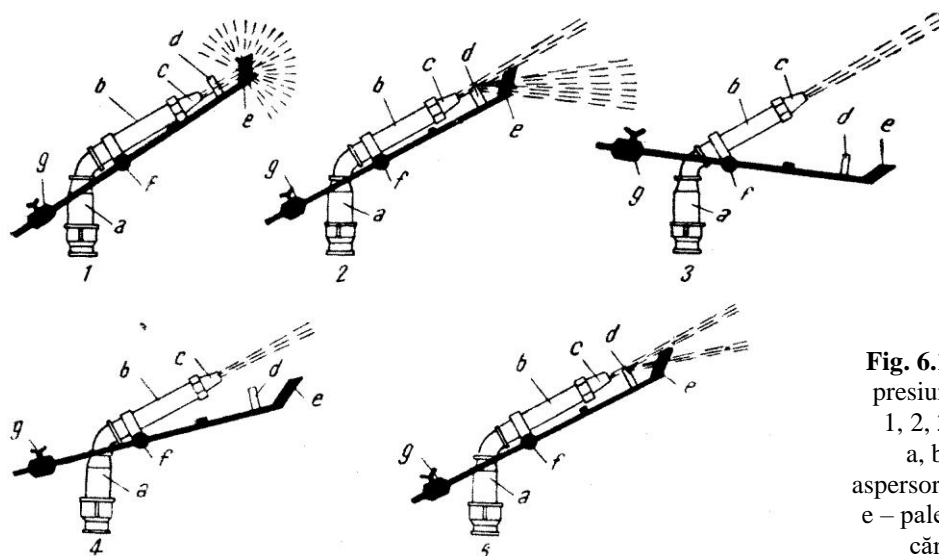


Fig. 6.101. Exemplu de aspersor cu paletă cu presiune medie, tip Lanninger, în funcțiune:
1, 2, 3, 4, 5 – poziții succesive ale paletii;
a, b – conducta verticală și înclinată a aspersorului; c – ajutorajul; d – spărgătorul de jet;
e – paleta ce împrăștie apa; f – lagărul în jurul căruia oscilează; g – contragreutatea.

În figura 6.101 se vede un tip de aspersor cu presiune medie tip *Lanninger* cu paletă, care udă în cerc.

Diferite poziții ale paletii explică modul de funcționare și de spargere a jetului.

– *Aspersorul Michaelis* (fig. 6.102), cu presiune mare, este compus dintr-un singur ștuț cu diametrul ajutorajului de 30-40 mm și cu o elice; aceasta, lovind jetul de apă ieșit din ajutoraj, provoacă stropirea și rotirea aspersorului ($R_s = 60-120 \text{ m}$; $Q = 25 \text{ l/s}$; $H_s = 6-12 \text{ atm}$; $S_T = 10.000-24.000 \text{ m}^2$).

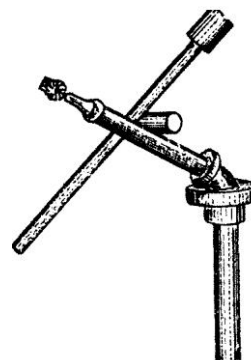


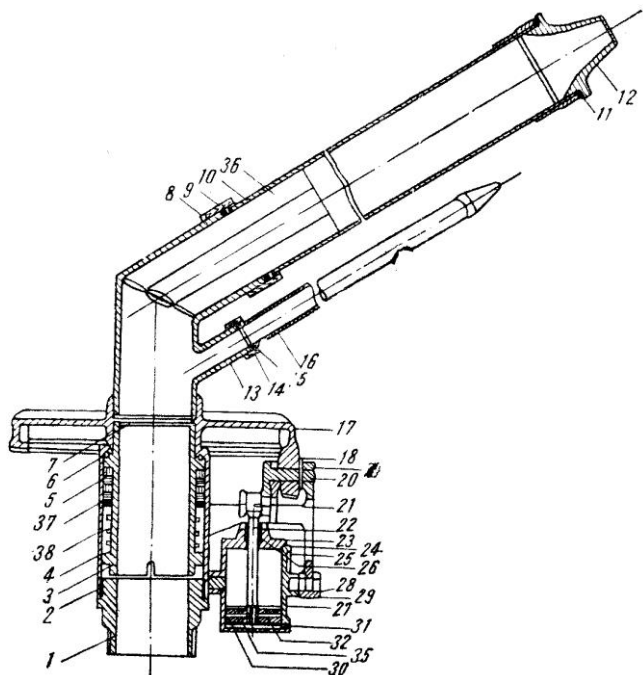
Fig. 6.102. Aspersor Michaelis.

În figura 6.103 sunt indicate părțile componente ale aspersorului tip *Hydor* care ajută la înțelegerea construcției și funcționării.

Aspersorul *Hydor* este sprijinit pe trepid, ca *Hydor N.D.-I* (figura 6.104) sau pe cărucior, ca *Hydor ND-II* sau *ND-III*.

La irigarea plantațiilor cu talie înaltă aspersoarele se pot amplasa pe suporturi înalți.

În timpul funcționării, aspersoarele *Hydor* se pot amplasa pe aripile de aspersiune, în schema triunghi sau pătrat ($d_p = 11-25 \text{ mm}$; $d_s = 6-10 \text{ mm}$; $Q = 3-22,2 \text{ l/s}$; $R_s = 18-75 \text{ m}$; $S_T = 0,057-1,16 \text{ ha}$).



6.103. Aspersor Hydor – secțiune: 1 – reducere; 2 – piesă de etanșare; 3 – bușă lagăr; 4 – lăcașul lagărului; 5, 7, 9, 11, 14 – inele de etanșare; 6 – bile; 8, 15 – piulițe de îmbinare; 10 – țeava principală a aspersorului; 12 – duză; 13 – derivație înclinată; 16 – țeava secundară a aspersorului; 17 – roata conică; 18 – angrenaj conic; 19 – pană; 20 – manivelă; 21 – cepul de oprire al manivelei; 22 – axa pistonului; 23 – bușă de etanșare; 24 – capacul cilindrului; 25 – inel de etanșare intermediar; 26 – sfoară îmbibată cu seu; 27 – cilindru; 28 – cepul inferior; 29 – piuliță; 30 – șaibă intermediară; 31 – duză pentru aer; 32 – piulițele pistonului; 33 – contrapiuliță (uneori poate lipsi); 34 – șaibe de conducere (uneori pot lipsi); 35 – manșeta de piele; 36 – regulator; 37 – șaibă de despărțire; 38 – arc spiral.

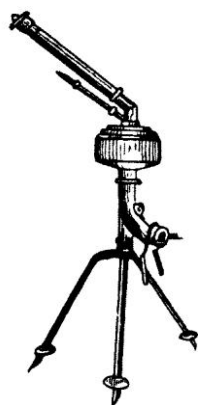


Fig. 6.104. Aspersor Hydor pe trepied.

– Aspersorul „Irrigex” – S.I.A.M.E.C. (fig. 6.105) este prevăzut cu un singur ștuț (cu duze schimbabile) și funcționează cu presiuni, debite și raze de stropit variabile.

Mișcarea giratorie este asigurată de o turbină care, fiind lovită de jetul de apă, antrenează un sistem de roți dințate, dintre care cea orizontală rotește aspersorul; ($d = 14-24$ mm; $Q = 13-62$ m³/h; $H_s = 3-7$ atm; $R_s = 22-39$ m; $i = 8,5-12,6$ mm/h; $S_r = 0,15-0,5$ ha).

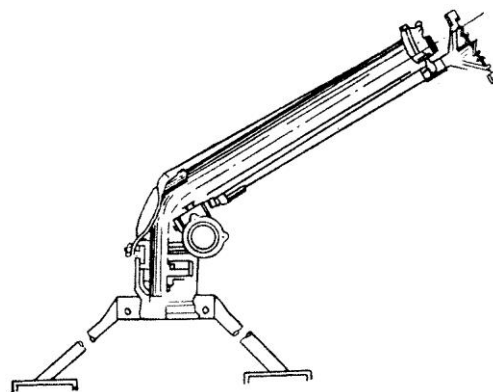


Fig. 6.105. Aspersorul Irrigex – S.I.A.M.E.C.

– Aspersorul de producție Wright Rain – tipurile Senior (fig. 6.106), Lancer Master și Monitor – au fost folosite (1966) la o serie de amenajări din țara noastră. Aspersoarele Senior și Master, fiind dotate cu două ștuțuri, au realizat ploii cu intensități mari și foarte mari.

– Aspersorul Senior are următoarele caracteristici: $\varnothing_d = 5,55 \times 4,76 \div 9,52 \times 6,35$; $Q = 3,26-10,55$ ms/h; $H_s = 2,5-5$ atm; $R_s = 16,3-23$ m; schemele de lucru: 18/18 și 18/24 pentru duzele mari.

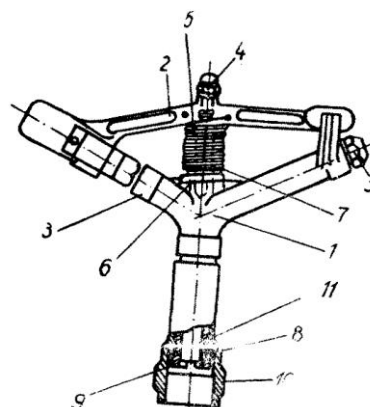


Fig. 6.106. Aspersorul Wright-Rain (tipul Senior): 1 – corpul mobil al aspersorului; 2 – braț oscilant; 3 – duze; 4 – ax pivot; 5, 6, 8, 9 – rondelle; 7 – resort pentru brațul oscilant; 10 – corpul fix al aspersorului; 11 – tubul de transport al apei.

În figurile 6.107; 6.108; 6.109; 6.110; 6.111; 6.112 se prezintă diverse tipuri de aspersoare cu presiune medie și mare folosite în tehnica irigației, la care pulverizarea jetului și rotirea aparatului se realizează prin diverse dispozitive.

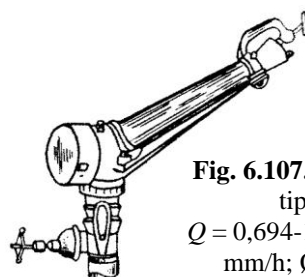


Fig. 6.107. Aspersor tip Perrot (de diverse tipuri) ce funcționează cu: $Q = 0,694-18,20$ l/s; $H = 2-6$ atm; $i = 3,5-11$ mm/h; $\varnothing_i = 7-26$ mm; $R_a = 16-56$ m.

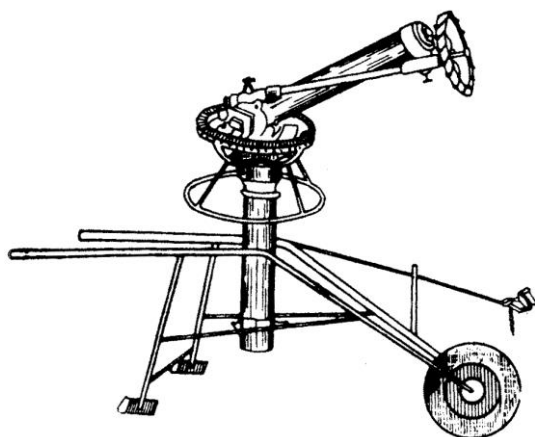


Fig. 6.108. Aspersor Valducci cu turbină (de diverse tipuri ce funcționează cu: $Q = 0,45-69,2$ l/s; $H = 1,5-9$ atm; $i = 5-11,3$ mm/h; $\varnothing = 6-16$ mm; $R_a = 18-85$ m).

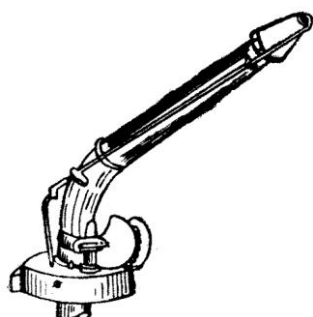


Fig. 6.109. Aspersor Italpioggia cu turbină sub ștuțul secundar (de diverse tipuri ce funcționează cu: $Q = 2-8,6$ l/s; $H = 2,5-4$ atm; $i = 8,4-12,6$ mm/h; $\varnothing_i = 10-5 \div 22-7$ mm; $R_a = 21-35$ m).

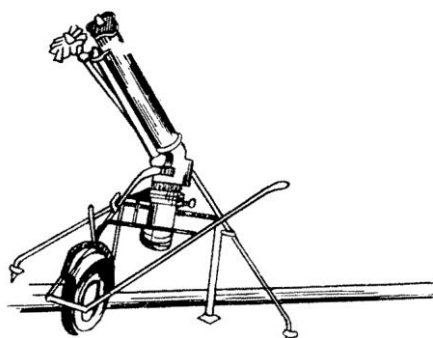


Fig. 6.110. Aspersor Pellizzari cu ștuț secundar și turbină.

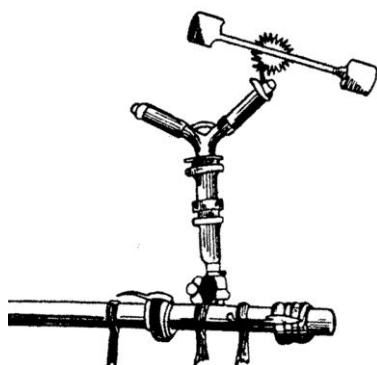


Fig. 6.111. Aspersor cu presiune mare PR 52/2 EK M.

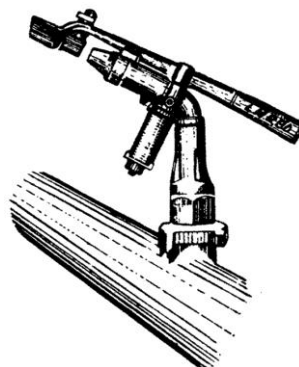


Fig. 6.112. Aspersor LMR-30.

– Aspersorul cu impulsuri (discontinui – *tun de aspersiune*). Spre deosebire de aspersoarele descrise, care funcționează cu jet continuu, în ultimele decenii s-au construit diverse tipuri de aspersoare cu jet discontinuu, prin impulsuri, denumite pentru aceasta „tunuri de aspersiune”.

Aspersorul cu impulsuri este format în general din rezervorul 1, aspersorul 2, duza 3 (fig. 6.113).

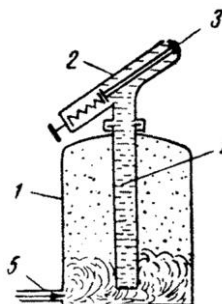


Fig. 6.113. Schema unui aspersor cu impulsuri discontinui.

Aspersorul 2 comunică cu rezervorul 1 prin țeava 4, în jurul căreia aspersorul se poate roti. Funcționarea aspersorului (înclinarea, deschiderea și rotirea) este automată. Apa care este trimisă de la pompă prin conducta 5, intrând în rezervorul 1, comprimă aerul existent; când se obține presiunea P_{\max} stabilită pentru proiectarea jetului, închizătorul se deschide automat și se produce proiectarea pe suprafața de irigat. În timpul proiectării jetului, presiunea din rezervorul 1 se reduce până la limita P_{\min} , care declanșează închiderea, reluându-se astfel ciclul.

După modul de efectuare a presiunii, care produce jetul, se pot caracteriza următoarele aspersoare cu impulsuri: cu aer comprimat, abur sub presiune, gaze rezultate din diverse procese explozive.

În figura 6.114 este redat în secțiune schematică aspersorul tip Michaelis, care se compune dintr-un rezervor metalic, cu o supapă diferențială de reglare, cu ștuț cu redresor și ajutoraj.

Supapa 1 care închide ștuțul aspersorului se află în interiorul cilindrului 2 fixat de carcasa rezervorului. Pistonul supapei 4 se mișcă în bucașă de direcție 3 fixată pe capacul cilindrului 2. Cilindrul 2 este acoperit cu o placă cu greutate (resort) 5.

Funcționarea dispozitivului: printr-o conductă

(c.d.) se aduce apa în rezervor; până când presiunea în rezervor nu a ajuns la limita necesară, spațiile din exteriorul ei comunică prin orificiile a și b și prin orificiul din pistonul 4 care se sprijină în placa 5. Întreaga supapă se sprijină pe locașul supapei 6 și închide intrarea în ștuț 7. Când presiunea a ajuns la limită, pistonul 4 se ridică împreună cu resortul 5, închide orificiile a și b și pune în legătură astfel spațiul e cu orificiul c, datorită cărui fapt presiunea coboară repede până la cea atmosferică, producându-se astfel aruncarea în sus a supapei și deschiderea intrării în ștuțul 7 cu redresorul 8 și ajutorul 9; apa din rezervor este aruncată afară printr-o țâșnitură puternică (împușcătură) cu o lungime mare a bății (35-70-100 m). Concomitent cu împușcătura se produce și rotirea părții superioare a dispozitivului pe rulmenți 10.

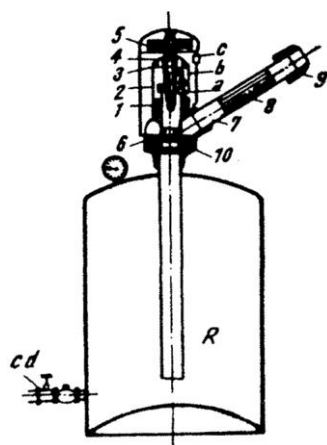


Fig. 6.114. Tun de aspersiune tip Michaelis.

Debitul conductei (c.d.) este acela care reglează frecvența jeturilor și presiunea, care fixează debitul aspersorului.

Frecvența proiecțiilor (împușcăturilor) se poate programa în timp.

Rezervorul are o capacitate ce variază de obicei între 100 și 400 litri și declanșează împușcăturile sub presiuni de 8-12 atm.

Dintr-o poziție, tunul de aspersiune are o productivitate de 10.000 m², volumul rezervorului fiind de 400 l, iar udarea făcându-se în cerc.

Există atât tunuri staționare cât și tunuri mobile (fig. 6.115).



Fig. 6.115. Tun de aspersiune mobil (Mannesmann).

– Aspersorul „Delfino” îmbunătățit (fig. 6.116). Caracteristica sa esențială constă în noua formă cu patru ajutaje și jet progresiv în evantai, care asigură o răspândire mult mai uniformă a apei pe teren.

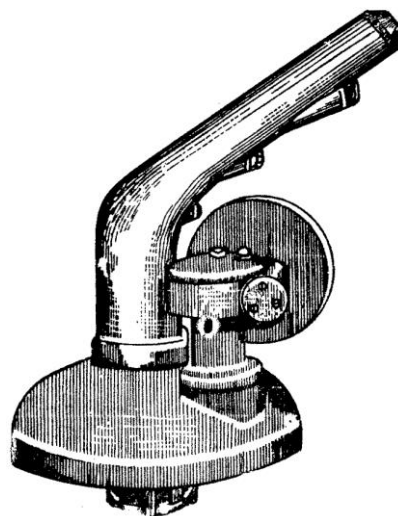


Fig. 6.116. Aspersorul Delfino.

Construcția îngrijită prevede toate mecanismele sale apărute de apă și montate pe rulmenți. Rotirea aspersorului este realizată prin intermediul roții acționate de ultimul ajutor, care pune în mișcare întregul sistem de angrenaje.

Caracteristicile tehnice și funcționale ale acestui tip de aspersor sunt arătate în tabelul 6.10.

Tabelul 6.10. Caracteristicile aspersorului Delfino

Diametrul duzei (mm)	Presiunea (atm)	Raza (m)	Debitul (l/s)	Suprafața (m ²)
5 – 5 – 7 – 10	2,5	20	3,5	1256
	3	23	3,7	1661
	3,5	26	3,9	2123
	4,0	28	5,3	2463
5 – 5 – 8 – 12	4	29	5,6	2733
	4,5	30	5,9	2 27
	5	32	6,3	3216

Jetul de apă ce iese din cele 4 ajutaje acționează în conformitate cu concluziile de la punctul 6.2.3.3.b (concluzii), asigurând umectarea domeniilor din limita zonelor: compactă, dispersată și pulverizată – a vânei de apă.

Din prezentarea diverselor tipuri de aspersoare și a aspectului calitativ al fenomenului de aspersiune, rezultă necesitatea aprofundării teoretico-experimentale a caracteristicilor balistico-granulometrice ale jetului de apă, în vederea stabilirii curbelor pluviometrice ale aspersorului.

d. Schema de amplasare a aspersoarelor. Amplasarea în plan a aspersoarelor poate fi în pătrat sau în triunghi (fig. 6.117, a, b).

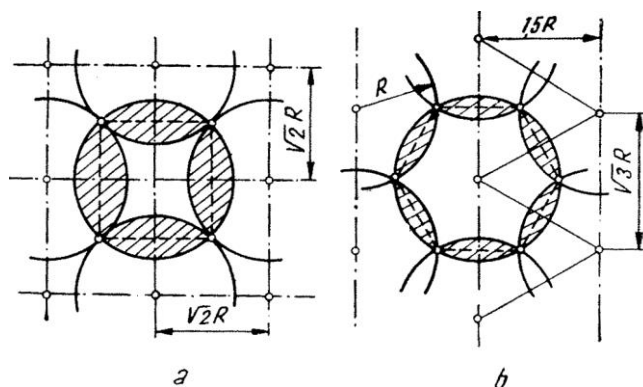


Fig. 6.117. Schema de amplasare:
a – în pătrat; b – în triunghi.

Aspersoarele pot uda prin rotație în jurul axului vertical, suprafețe de formă circulară și în anumite cazuri suprafețe de forma sectorului de cerc, la 120° sau 240° (fig. 6.118).

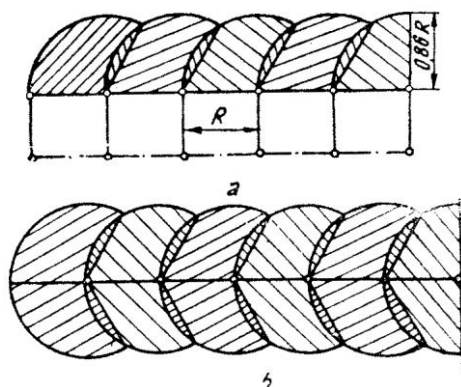


Fig. 6.118. Udatarea în sector de cerc:
a – la 120° ; b – la 240° .

6.2.3.4. Instalații și agregate de aspersiune

Atât agregatele cât și instalațiile pot funcționa cu presiune mică, medie și mare; în timp ce instalațiile funcționează de pe loc, agregatele pot funcționa și în mișcare – autopropulsate sau tractate.

a. *Schema generale de amplasarea instalațiilor și agregatelor.* Schema generală a unei instalații mobile de irigație prin aspersiune poate fi reprezentată ca în figura 6.119.

La instalațiile mobile se recomandă folosirea a două aripi de aspersiune, care se așază față în față, de ambele părți ale conductei de distribuție, dar funcționează cu schimb. Când aripa stângă va termina de udat suprafața $a \cdot b$ până la norma necesară, se va proceda la mutarea ei la distanța d și în acest timp va funcționa aripa dreaptă.

Prin această metodă se va evita pierderea din timpul de funcționare al instalației.

Distanțele dintre hidranții conductei principale sunt egale cu $2b$, iar distanța dintre hidranții conductei

de distribuție d este în funcție de felul aspersoarelor.

Acomodarea distanțelor dintre hidranți în funcție de raza aspersorului folosit se face prin conducte de racordare 3 (fig. 6.120).

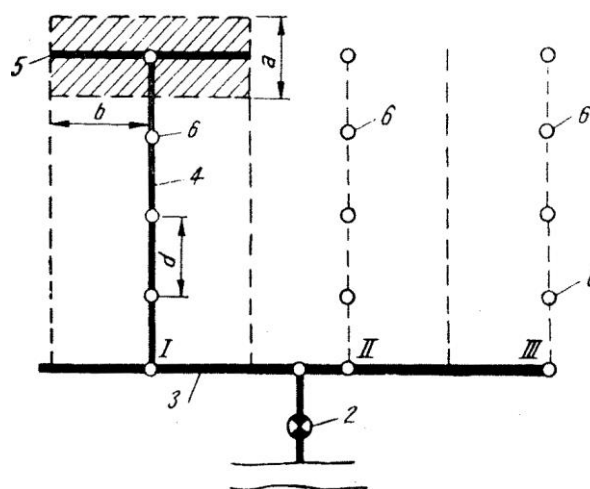


Fig. 6.119. Schema generală a instalației de aspersiune:
1 – sursa de irigație; 2 – stația de pompare; 3 – conducta principală; 4 – conducta de distribuție de serviciu; 5 – aripa de aspersiune; 6 – hidrant; I-II-III – diferite poziții ale conductei de distribuție.

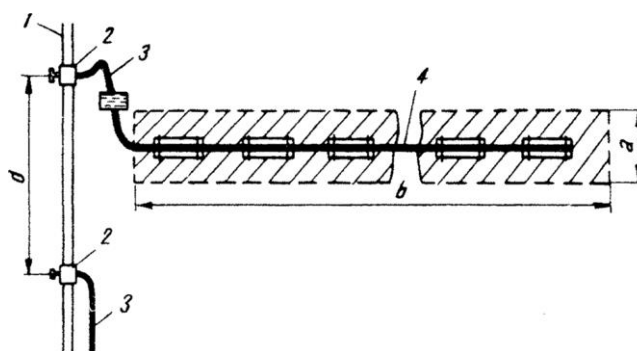


Fig. 6.120. Modul de racordare a diferitelor instalații, cu aripi de aspersiune, la conducta de distribuție: 1 – conducta de distribuție; 2 – hidrant; 3 – tub flexibil de racordare; 4 – aripă de aspersiune.

În funcție de relieful terenului, de poziția sursei de apă, de schema generală a sistemului de irigație, de tipul instalațiilor, agregatelor și aspersoarelor, de cerința de a se încălca cât mai uniform rețeaua de aducțiune-distribuție și de a se obține pierderi de sarcină minime și condiții de lucru optime, se pot adopta diverse tipuri de scheme în amplasarea instalațiilor și agregatelor de aspersiune (fig. 6.121, fig. 6.122, fig. 6.123 și fig. 6.124).

Instalația trebuie să funcționeze cu o încărcare cât mai uniformă; în cazul funcționării concomitente a două aripi aspersoare acestea să fie amplasate simetric față de centrul sistemului; aceeași condiție este valabilă și pentru aspersoarele de pe o aripă de aspersiune (fig. 6.125).

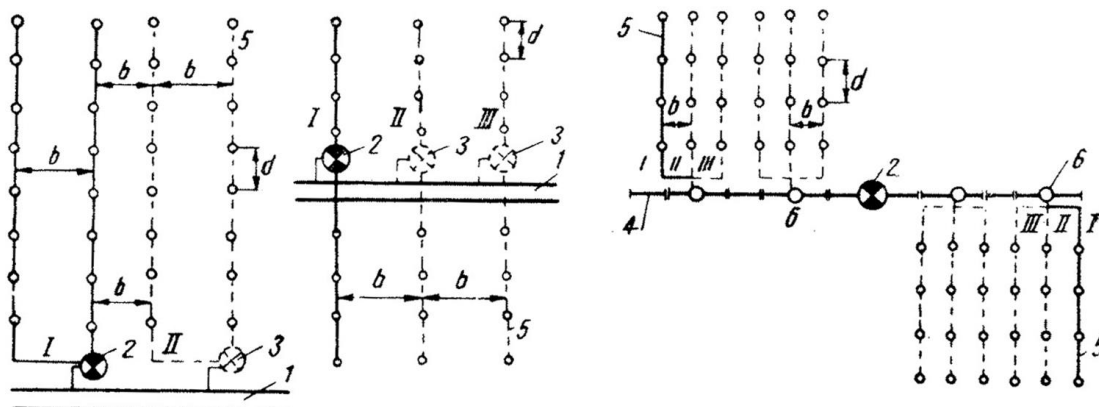


Fig. 6.121. Soluții de amplasare a instalațiilor de aspersiune pe terenuri plane:
 1 – canal; 2 – stația de pompare; 3 – pompă mobilă; 4 – conductă principală; 5 – aripă de aspersiune;
 6 – hidranți; I-II-III – pozițiile aripilor aspersoare; – când sunt folosite două aripi se începe udarea
 dinspre extremități.

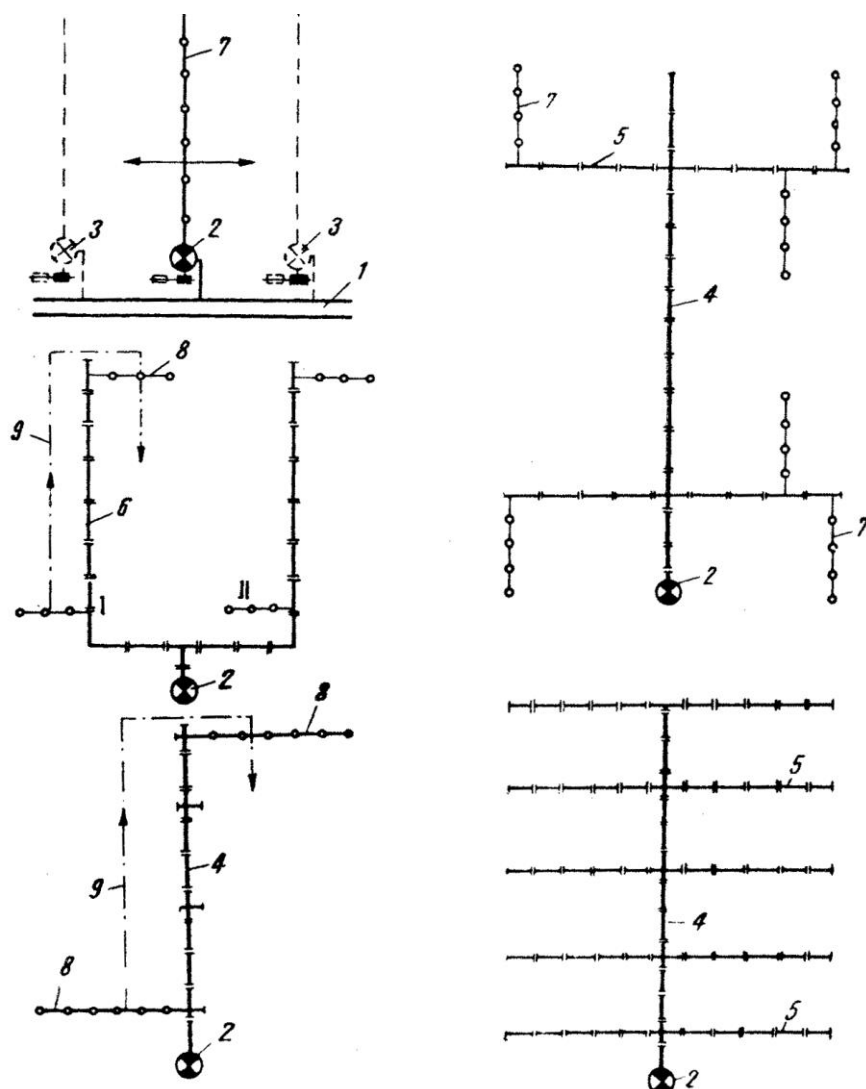


Fig. 6.122. Alte soluții de amplasare a instalațiilor de aspersiune pe terenuri plane:
 1 – canal; 2 – stația de pompare; 3 – pompă mobilă; 4 – conductă principală fixă;
 5 – conductă de serviciu fixă; 6 – conductă principală mobilă; 7 – aripă de aspersiune cu aspersoare;
 8 – aripă cu aspersoare rotative; 9 – deplasarea aripii de aspersiune; I-II – pozițiile aripilor aspersoare.

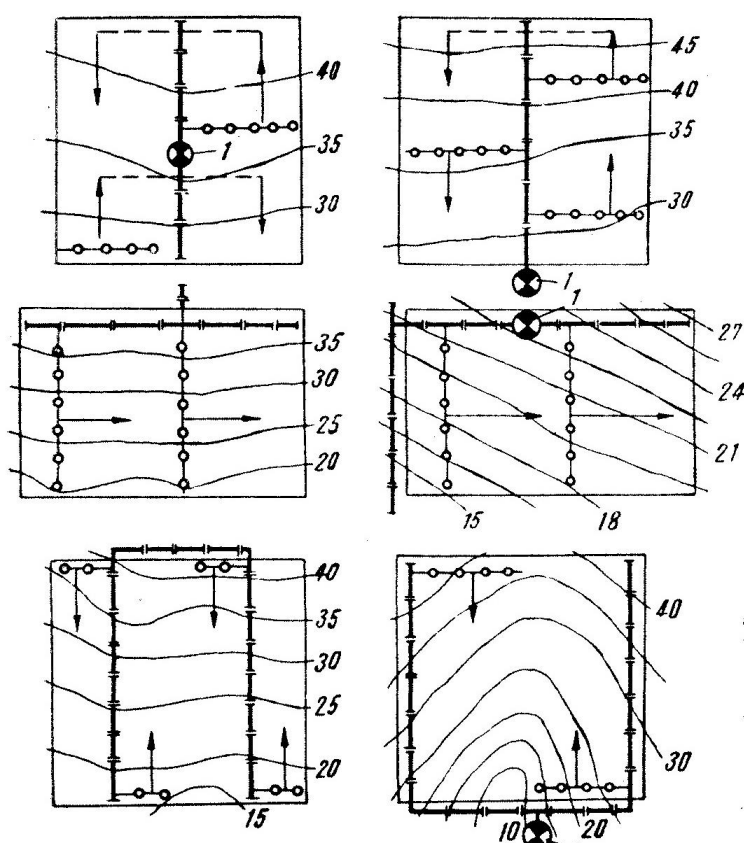


Fig. 6.123. Scheme caracteristice de amplasare a rețelei de conducte pe terenurile în pantă:
1 – stația de pompare.

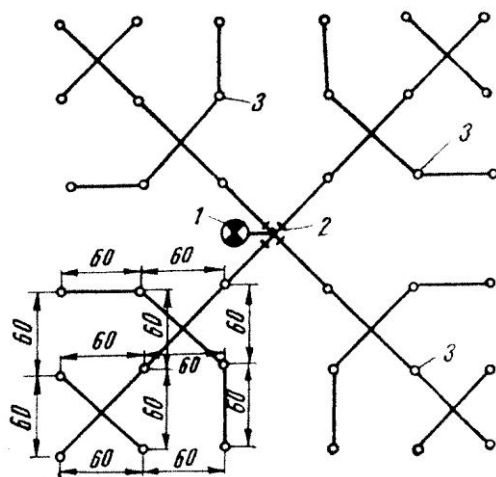


Fig. 6.124. Schema unei rețele de distribuție pentru sistemul de irigație prin aspersiune cu conducte fixe pe terenuri plane:
1 – stația de pompare; 2 – vană; 3 – hidranți.

În figurile 6.126; 6.127; 6.128; 6.129 și 6.130 sunt date schematic procedeele de calcul al conductelor de aspersiune situate pe terenuri cu pante diferite (Alfani Augusto – 1957 – „Irrigazione a pioggia”), în ideea realizării de presiuni cât mai uniforme de-a lungul aripii de aspersiune.

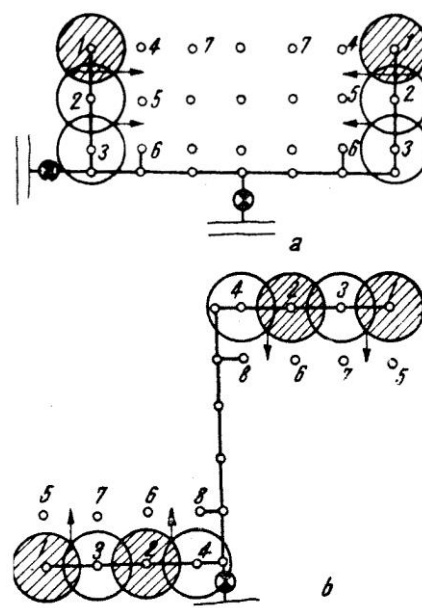


Fig. 6.125. Schema de lucru cu două aripi aspersoare: a – cu aripi așezate față în față și cu trei aspersoare; b – cu aripi așezate de o parte și de alta a conductei de serviciu și cu patru aspersoare.

Cazul I: conductă situată pe teren cu panta urcătoare (fig. 6.126).

Notând cu P_e – presiunea necesară pentru învingerea diferenței de nivel; P_f – presiunea necesară pentru învingerea frecării; P_0 – presiunea necesară pentru funcționarea aspersorului de la capătul conductei (ultimul); P_a – presiunea medie necesară la aspersoare:

$$P_e + P_f = 0,3P_a \quad (6.114)$$

$$\frac{P_e + P_f}{P_a} = 0,3$$

$$P_0 = P_a - \frac{1}{4}(P_e + P_f) \quad (6.115)$$

$$P_f = 0,3P_a - P_e$$

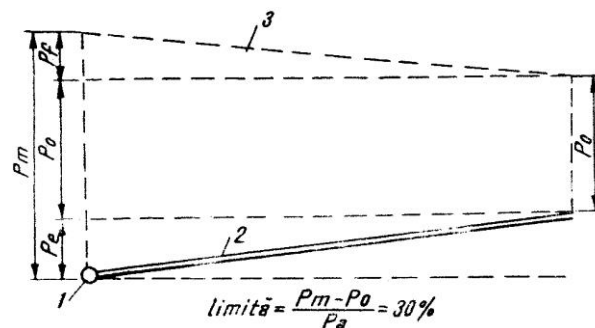


Fig. 6.126. Conductă de aspersiune cu pantă urcătoare:
1 – conductă principală; 2 – aripă aspersoare; 3 – presiunea de serviciu.

Cunoscând diametrul conductei și numărul de aspersoare, pierderile de sarcină prin frecare se pot de-

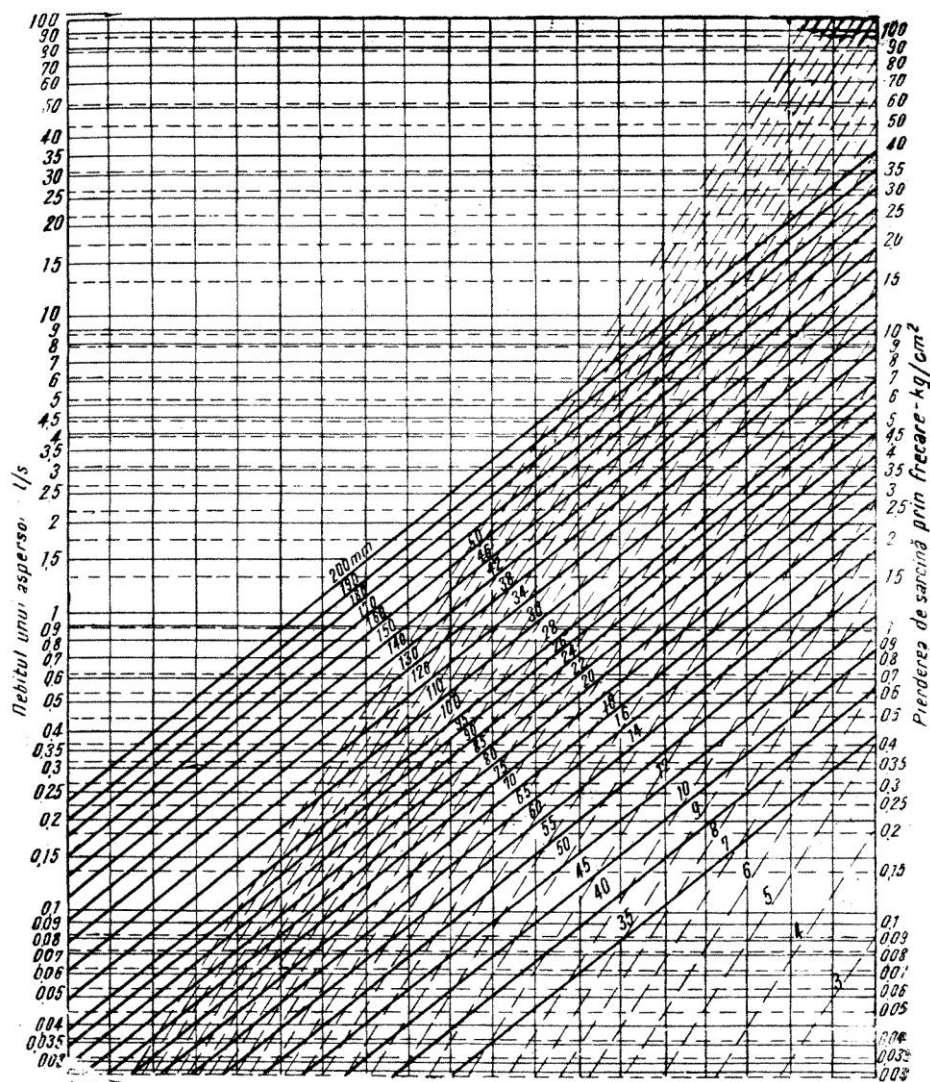


Fig. 6.127. Pierderile de sarcină prin frecare în lungul aripii de aspersiune prevăzută cu aspersoare la distanța de 12 m. 3, 4, 5, 6... numărul de aspersoare; 200 mm diametrul.

termina cu ajutorul unei abace (fig. 6.127).

Pentru aflarea presiunii necesare în conducta principală P_m se folosește relația:

$$P_m = P_a + \frac{3}{4}(P_c + P_f) \quad (6.116)$$

Cazul II: Conductă cu pantă directă (fig. 6.128).

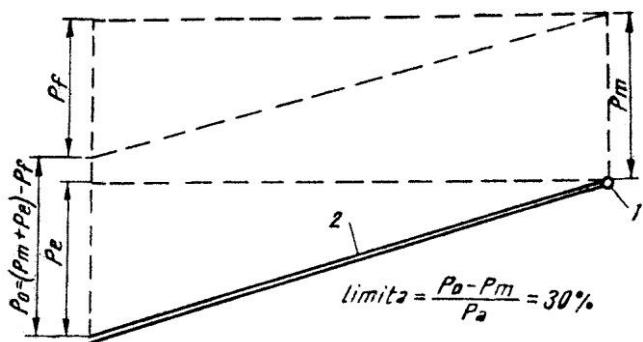


Fig. 6.128. Conductă de aspersiune cu pantă directă: 1 – conductă principală; 2 – aripă aspersoare.

Dacă se admite o variație de presiune sub 30%:

$$P_0 - P_m = 0,3P_a$$

Limita maximă:

$$0,3 = \frac{P_0 - P_m}{P_a} \quad (6.117)$$

$$P_0 = P_a + \frac{1}{4}P_e - \frac{1}{4}P_f \quad (6.118)$$

Pierderile prin frecare:

$$P_f = P_e - 0,3P_a \quad (6.119)$$

În cazul terenurilor cu pante mari se recomandă conducte cu diametre mici, pentru ca pierderile de sarcină prin frecare să poată fi considerate egale cu presiunea necesară învingerii diferenței de nivel, $P_f = P_e$, sau se admite $P_f = P_e - 0,3P_a$.

Presiunea necesară în conducta principală este:

$$P_m = P_a - \frac{3}{4}P_0 + \frac{3}{4}P_f \quad (6.120)$$

Cazul III: Conductă de aspersiune cu coborâre în două pante (fig. 6.129).

Se admite o variație de presiune $\leq 30\%$ între P_m , P_{01} și P_{02} .

În acest caz se calculează separat – după metoda precedentă – fiecare tronson de conductă (mai întâi primul – cu panta 1 – și apoi al doilea – cu panta 2).

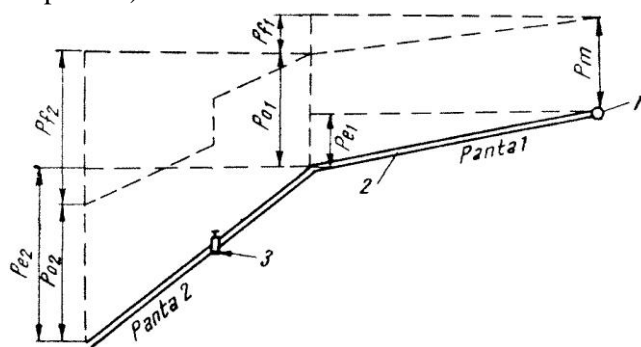


Fig. 6.129. Conductă de aspersiune în coborâre cu două pante: 1 – conductă principală; 2 – aripă aspersoare; 3 – vană care controlează presiunea.

Cazul IV: Conductă cu două pante – în urcare și directă – care trece peste o ridicătură (fig. 6.130).

Pe cât posibil se recomandă evitarea acestei si-

tuății, prin nivelarea terenului; când nu este posibil, zona de influență a sifonării să fie minimă. Pentru reglarea presiunii pe ramura L se prevede o vană.

$$P_{02} = (P_{01} + P_{e2}) - P_{f2} \quad (6.121)$$

P_{02} poate să fie mai mic decât P_a .

P_m poate să fie mai mare decât P_a .

În acest caz, variația presiunii va fi de 30%.

$$(P_{02} - P_a) + (P_m - P_a) = 0,3P_a \quad (6.122)$$

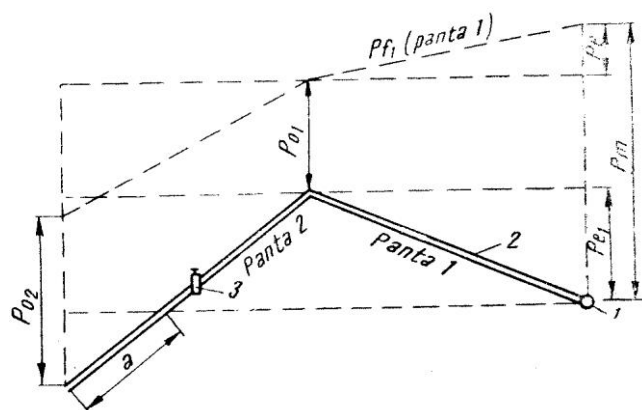


Fig. 6.130. Conductă cu două pante (urcuș și coborâș):
1 – conductă principală; 2 – aripă aspersoare; 3 – vană care controlează presiunea; a – zona de influență a vanei.

b. Deplasarea instalațiilor și agregatelor

Conductele mobile – principale, de serviciu, aripi aspersoare – se pot deplasa de la depozit la suprafața irigabilă și chiar pe teren prin mai multe metode:

– Când distanța de transport este mică și suprafața irigabilă este de asemenea mică, conductele se pot deplasa *manual* (fig. 6.131).

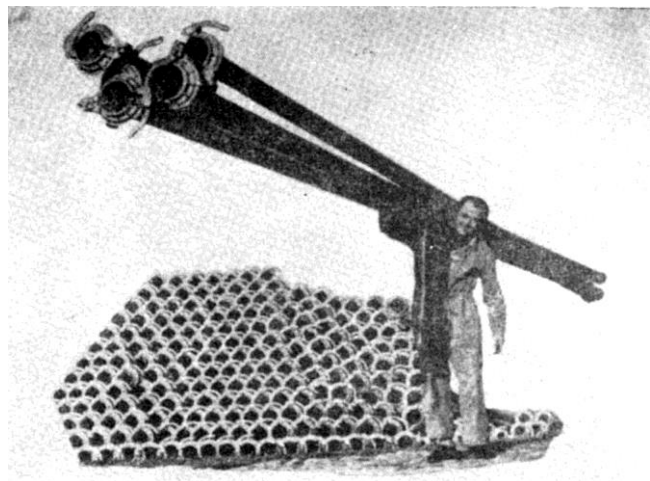


Fig. 6.131. Deplasarea manuală a conductelor de aspersiune.

Aripile de aspersiune se pot muta pe teren, dintr-o poziție în alta, în două moduri: *direct* sau *prin ocolire*.

– În cazul distanțelor mari de transport, deplasarea conductelor ca și a întregului utilaj se face *mecanic* (fig. 6.132 a, b) sau *autopurtat* (fig. 6.133) etc.

nic-tractat (fig. 6.132 a, b) sau *autopurtat* (fig. 6.133) etc.

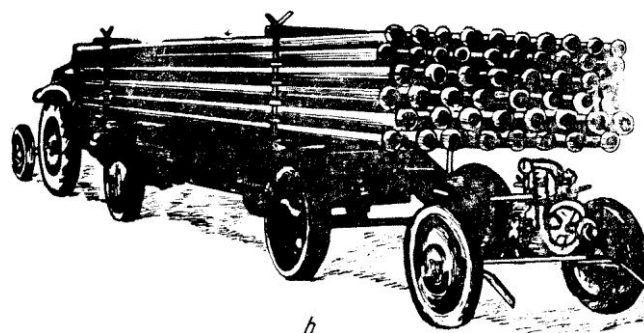
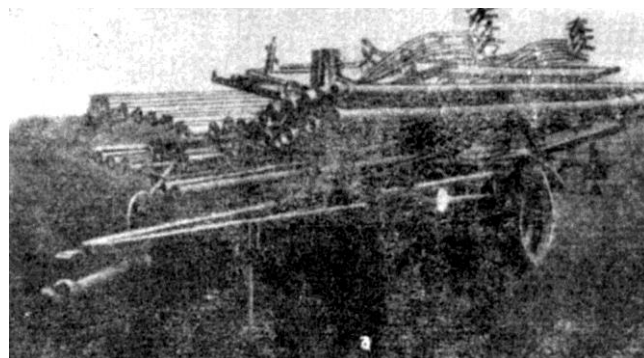


Fig. 6.132. Transportul mecanic al instalațiilor de aspersiune:
a – combina Mannesmann cu conducte rigide și flexibile; b – instalație cu tractor, remorcă și pompă.

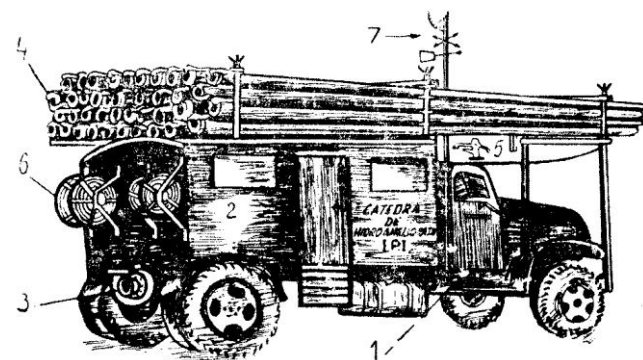


Fig. 6.133. Instalație de aspersiune autopurtată cu laborator mobil (realizată în cadrul catedrei de Hidroameliorații, Institutul Politehnic Iași, 1967-1968): 1 – șasiul autobasculantei de 4 tone (92 CP, cu 3 viteze); 2 – laboratorul mobil (probe de apă, sol, vegetație); 3 – pompa de 5" acționată prin axul cardanic, reductor, cutie de viteze, care asigură debitul și presiunea în I.A.C. ($Q = 35 \text{ l/s}$; $H_s = 5-6 \text{ atm.}$; $n = 2.430 \text{ t/min}$); 4 – depozitul de conducte aluminiu cu cuplaj rapid pentru I.A.C. ($45 \times 6 = 270 \text{ m}$); 5 – depozitul de aspersoare, garnituri și alte piese; 6 – tambur pentru conducte flexibile ($\varnothing = 800 \text{ mm}$, $l = 600 \text{ mm}$); 7 – tijele pentru aparatul meteorologic.

Deplasarea mecanică și hidraulică se poate realiza prin mai multe procedee:

– *Deplasarea prin târâre* ($\sigma_a \leq 0,1 \text{ kg/cm}^2$), în care scop conducta este instalată pe tălpi de lemn sau pe suporti laterali dubli (fig. 6.134).

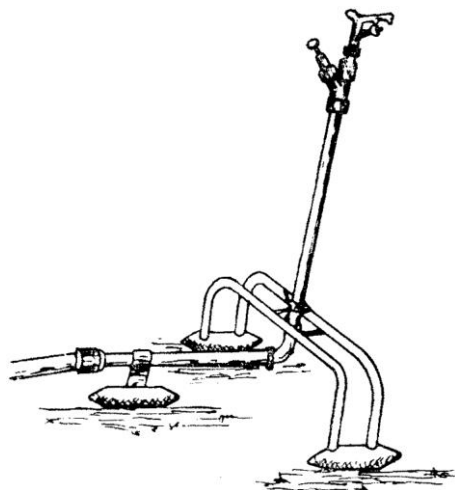


Fig. 6.134. Montarea aripii aspersoare pentru târârea pe suport dubli.

– *Deplasarea prin rostogolire pe roți* se poate face în mai multe sisteme: tractat (fig. 6.135) și autopurtat¹ pe roți (pe pământ și pe șină) și pe șenile, autopropulsat, deplasat prin rotire etc.

– *Deplasarea cu motor auxiliar* se folosește în-deosebi în cazul irigații pășunilor, fânețelor și plantelor cerealiere cultivate în rânduri dese (în prima perioadă de vegetație). Aripa aspersoare este montată pe roți metalice cu pineni (de exemplu sistemul Perrot, fig. 6.136).

Alimentarea cu apă a aripii aspersoare se face din conducta rețelei de distribuție, care poate fi fixă sau mobilă (fig. 6.137), printr-o conductă flexibilă legată prin cuplaj rapid la hidrantul rețelei.

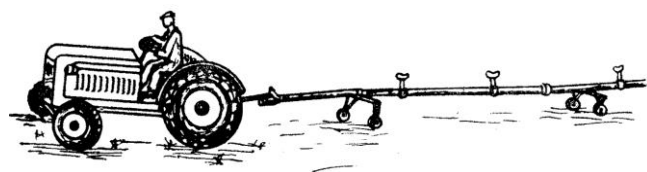


Fig. 6.135. Deplasarea aripii aspersoare prin tractare.

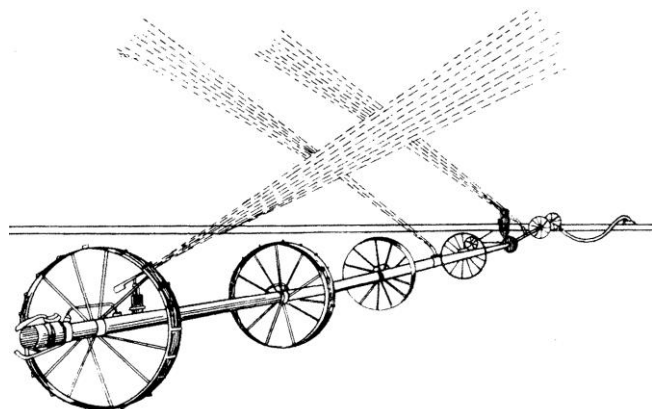


Fig. 6.136. Aripă aspersoare cu roți sistem Perrot.

¹ Detalii se dau la descrierea agregatelor și instalațiilor.

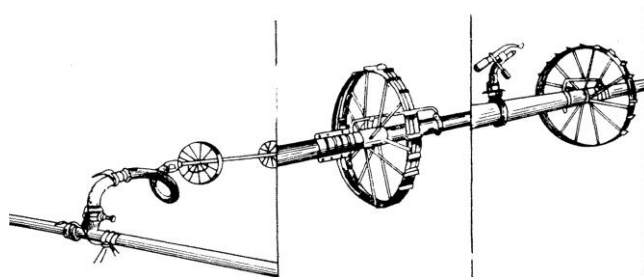


Fig. 6.137. Detalii constructive și funcționale privind aripa aspersoare Perrot pe roți.

Deplasarea aripii aspersoare se poate face manual (conducta fiind prevăzută cu minere) sau cu ajutorul unui motor cu explozie de 2 1/2 CP (fig. 6.138).

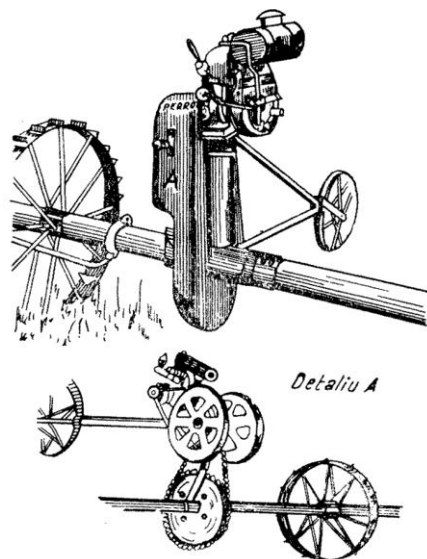


Fig. 6.138. Dispozitiv cu motor și angrenaje pentru deplasarea aripii aspersoare Perrot.

Deplasarea automată – autodeplasarea – se realizează în cazul agregatelor mobile cu presiune medie (fig. 6.139), pentru udarea pășunilor, fânețelor și plantelor cerealiere cultivate în rânduri dese, în prima perioadă de vegetație (v. fig. 6.85).

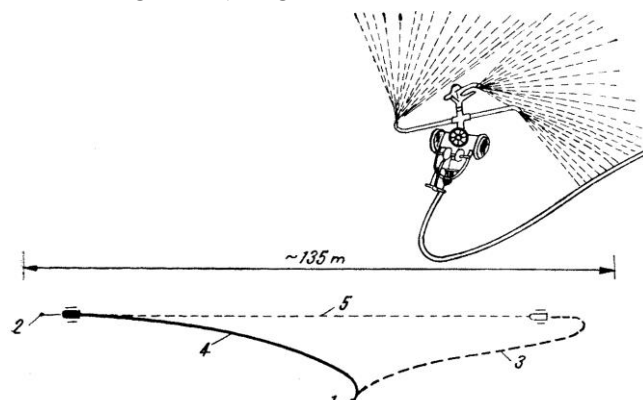


Fig. 6.139. Schema mișcării agregatului cu autodeplasare:
1 – hidrant; 2 – ancoraj; 3 – furtun în poziție de pornire;
4 – furtun în poziție finală; 5 – drumul pe care-l parcurge agregatul.

Funcționarea agregatului: se stabilește la capătul sectorului de irigație; prin mișcările de reacție ale aspersorului 1 (v. fig. 6.85) și conductei tip morișcă 2 se imprimă mișcarea, care angrenând pinioanele și troliul 4, 5, 6, 7 strânge cablul 8 până ajunge la capăt pe direcția stabilită prin dispozitivul 9.

Deplasarea prin rotire. În cazul aripii aspersoare suspendată pe suporturi în formă de A (fig. 6.140), udarea se face prin rotirea acesteia în jurul pivotului central, prin presiunea apei transmisă turbinei ce acționează roțile.

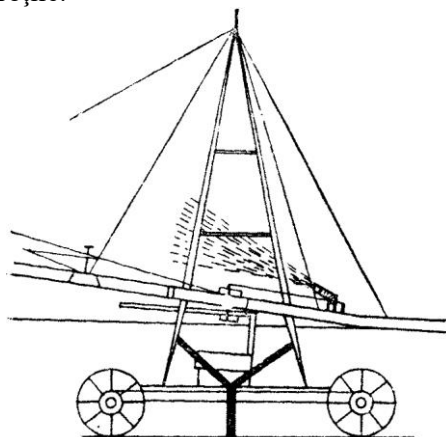


Fig. 6.140. Aripă aspersoare cu dispozitiv de mutare prin rotire

Întrucât viteza de rotație este mai mare la periferie, aspersoarele montate pe aripă trebuie să aibă raze de stropit diferite, descrescând de la periferie către centru (fig. 6.141).

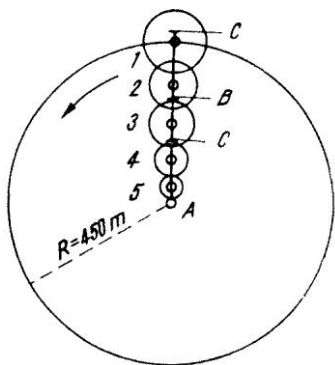


Fig. 6.141. Schema mutării aripii aspersoare prin rotire:
A – hidrant central; B – aripa aspersoare; C – suport;
1-5 – aspersoare cu rază descrescândă spre centru.

Deplasarea prin plutire se poate adopta în cazul sistemului de irigație cu canale sau în cazul irigării terenurilor de forma unor fâșii lungi situate de-a lungul cursurilor de apă sau al lacurilor. Aspersoarele sunt montate pe ambarcațiuni ușoare a căror deplasare este asigurată de forța de reacție a apei ce iese din aspersor. Viteza de înaintare a vasului se poate regla prin modificarea unghiului pe care-l face jetul de apă cu direcția de înaintare (fig. 6.142).



Fig. 6.142. Agregat de aspersiune plutitor, folosit în China, la udarea cerealelor

c. Instalații de aspersiune. Se pot diferenția, după presiune și mod de transport, următoarele categorii de instalații de aspersiune:

- de joasă presiune, cu transportul manual al conductelor (de exemplu K.D.U. – 41, aripa de aspersiune oscilantă¹).

- de joasă presiune, cu aripile aspersoare pe suporturi transportabili prin tracțiune (de exemplu K.D.U.-47, K.D.U.-18, K.D.U.-48, D.M.-20, D.M.-40, S.D.A.-70);

- de medie presiune, cu conducte transportabile manual, cu cuplaje rapide (de exemplu I.A.C., VNIIGIM, Uttörö, INVESTA, Italpioggia¹, LORBA);

- de medie presiune, mobile, cu conducte sau cu aspersoare pe suporturi (D.D.U.-48, Perrot¹, Valducci¹; instalații cu aspersoare SEPPIC pe suporturi glisanti);

- de înaltă presiune, mobile (ex. J.A.J.- 60 S).

- *Instalația de aspersiune K.D.U.-41²* este realizată de Institutul Unional de Cercetări Științifice de Hidrotehnică și Ameliorații (VNIIGIM – fosta U.R.S.S.).

Instalația K.D.U.-41, cu ajutorul căreia sunt udate culturile de legume, cereale, plante tehnice, pepinierele și culturile de fragi și căpșuni etc. și care are mare răspândire în gospodăriile de pe lângă centrele industriale din fosta U.R.S.S. se poate amplasa ca în figurile 6.143, 6.144, 6.145, în care se văd părțile componente și din care se desprind și caracteristicile funcționale.

În figurile 6.143, 6.144 este arătată așezarea aripiilor de aspersiune în timpul funcționării.

Suprafața deservită de o astfel de instalație cu două aripi de aspersiune este de 31,7 ha (fig. 6.143).

În cazul când terenul dreptunghiular este situat cu latura mică de-a lungul sursei, ordinea de așezare a instalației este ca în figura 6.145.

¹ Au fost prezentate anterior (v. Dispozitive de aspersiune).

² Vezi Blidaru Valeriu, „Irigații” – Ed. Agro-Silvică, 1954.

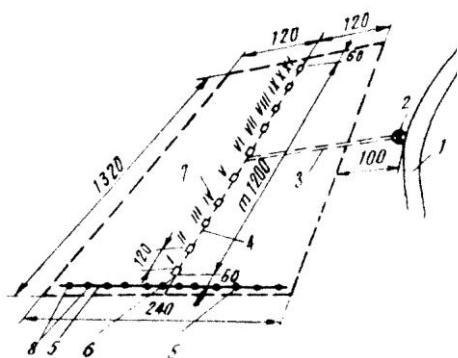


Fig. 6.143.
Schema de
amplasare a
instalației de
aspersiune
K.D.U.-41 cu o
singură conductă
de distribuție
dusă prin mij-
locul terenului
de irigat:

1 – sursa de irigație; 2 – stația de pompare; 3 – conductă principală de azbociment; 4 – conductă de distribuție; 5 – aripă de aspersiune; 6 – conductă auxiliară; 7 – hidrant; 8 – aspersoare.

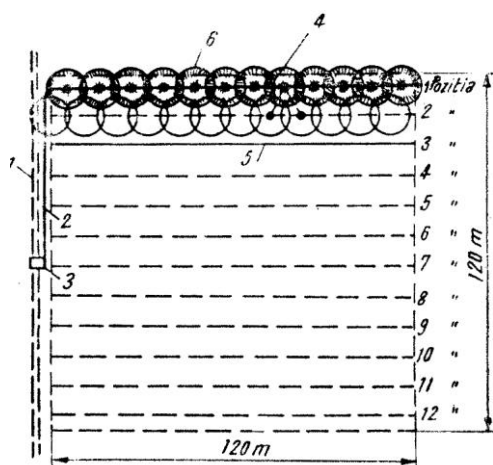


Fig. 6.144. Schema de amplasare a instalației de aspersiune cu o singură conductă de distribuție dusă pe la marginea suprafeței de irigat: 1 – conductă fixă de distribuție; 2 – conductă auxiliară; 3 – hidrant; 4 – aripă de aspersiune în lucru; 5 – aripă de aspersiune în pregătire; 6 – dispozitivele de pulverizare.

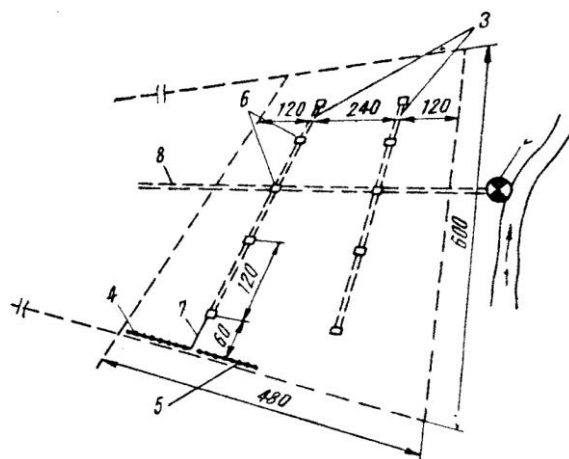


Fig. 6.145. Schema de amplasare a sistemului de aspersiune cu două sau mai multe linii de conducte distribuitoare: 1 – râu (sursă); 2 – stație de pompare; 3 – conductă de distribuție; 4 – aripă de aspersiune în lucru; 5 – aripă de aspersiune ce se pregătește; 6 – hidranți; 7 – conductă auxiliară; 8 – conductă principală.

Caracteristicile de funcționare ale instalației K.D.U.-41 sunt următoarele: $Q = 18$ l/s; $H_p = 4-5$ atm; $H_s = 1-2$ atm; $N = 16-20$ CP; $S_s = 25-30$ ha – suprafața deservită pe sezon.

– *Instalația K.D.U.-47* reprezintă o îmbunătățire a instalației K.D.U.-41 și se compune din următoarele părți: – o stație de pompare de aceeași putere ca la K.D.U.-41; – o conductă principală subterană din tuburi de azbociment; – conducta de distribuție prevăzută cu hidranți așezați la intervale de câte 100 m; – aripile de aspersiune montate pe câte patru cărucioare (care asigură și deplasarea) de 30 m lungime fiecare, legate între ele printr-un furtun elastic (4 x 30-120 m). Pe un cărucior se găsesc deci, în total, 15 dispozitive de pulverizat dispuse în formă de tablă de șah (fig. 6.146, 6.147).

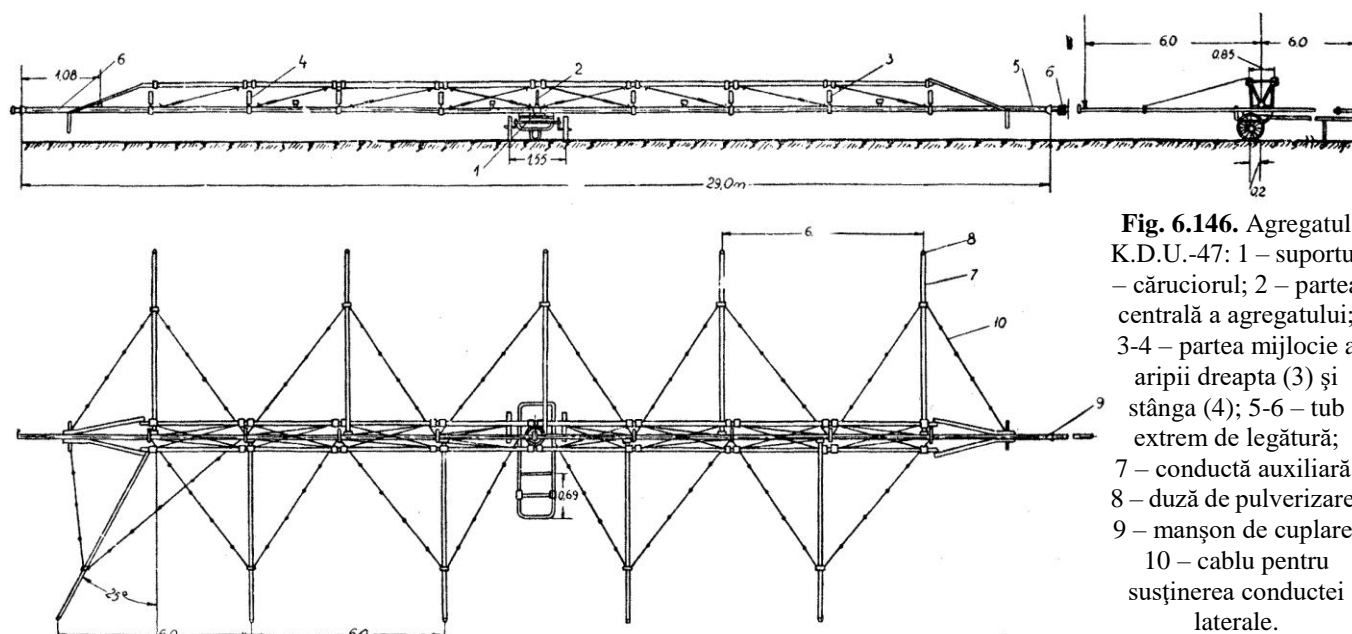


Fig. 6.146. Agregatul K.D.U.-47: 1 – suportul – căruciorul; 2 – partea centrală a agregatului; 3-4 – partea mijlocie a aripii dreapta (3) și stânga (4); 5-6 – tub extrem de legătură; 7 – conductă auxiliară; 8 – duză de pulverizare; 9 – manșon de cuplare; 10 – cablu pentru susținerea conductei laterale.

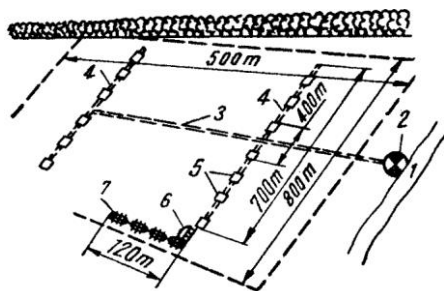


Fig. 6.147. Schema de amplasare a instalației K.D.U.-47:
1 – râu (sursa); 2 – stație de pompare; 3 – conductă principală; 4 – conductă de distribuție (subterană); 5 – hidranți; 6 – cărucior de legătură; 7 – cărucioare – aripi de aspersiune.

Dispozitivele de pulverizat formate din duze cu diametrul 7,6 mm funcționează cu presiune de 5 m, iar presiunea totală în hidrant este de 12 m; $S_T = 2.400 \text{ m}^2$ (120×20); $i = 27 \text{ mm/h}$.

În tehnică se mai evidențiază și alte tipuri de instalații asemănătoare, ca, de exemplu: K.D.U.-18; K.D.U.-48; D.M.-20-40-80; S.D.A.-70.

Instalația de aspersiune cu conducte (I.A.C.) – de producție românească – are mare răspândire (1968) în agricultura noastră; până în 1967 se bucura de asemenea de mare răspândire și instalația cu presiune mare (I.A.J.-60 S).

Dacă până în 1956 extinderea aspersiunii se baza pe utilaje din import, cu presiune medie (de exemplu tip E.K.M. din Germania; tip IN-VESTA din Cehia) și mare (de exemplu tip D.D.P.-30 S din fosta U.R.S.S.), după aceea dată s-a început fabricarea (1957) primelor tipuri românești, cu presiune medie – tip GOSTAT – (model INVESTA) cu aspersor cu turbină (tip REVOLT).

Îmbunătățirea instalației tip GOSTAT a condus la tipurile cu presiune medie (I.A.C.) și cu presiunea mare (I.A.J.-60 S; I.A.J.-60 T-2 și A.A.J.-60 T-4). În figurile 6.148 și 6.149 se văd schemele de lucru ale I.A.C. cu aspersoare A.S.M. (La concursul de la Plovdiv – Bulgaria, din 1959, I.A.C. s-a situat pe primul loc).

Instalația de aspersiune cu conducte (I.A.C.) se compune din: agregatul de pompare (realizat în variantele A.P.T.-4, G.P.T.-2, G.P.P. și G.P.M.); – conductele pentru transportul și distribuția apei – formate din coloana principală cu $d = 125 \text{ mm}$ (8 tronsoane \times 6 metri) și din două aripi de aspersiune (una activă și una în așteptare) cu $d = 100 \text{ mm}$ (29 tronsoane \times 6 m), confecționate din material plastic PCV, din tablă galvanizată trasă sau tablă neagră sudată; – aspersoarele de tip A.S.M. cu șoc și presiune (v. fig. 6.97). Pompa centrifugă monoetajată, folosită în toate variantele, are următoarele caracteristici: $Q_p = 110 \text{ m}^3/\text{oră}$, $H_p = 52 \text{ m}$, $\eta_p = 0,67$.

În funcție de: forma terenului, structura planului de cultură, condițiile tehnico-organizatorice ale amenajărilor, caracteristicile amenajării, regimul eolian ș.a., instalația I.A.C. se poate amplasa pe teren pentru udare, în general, după două scheme: schema în L și în T (fig. 9.148, fig. 9.149).

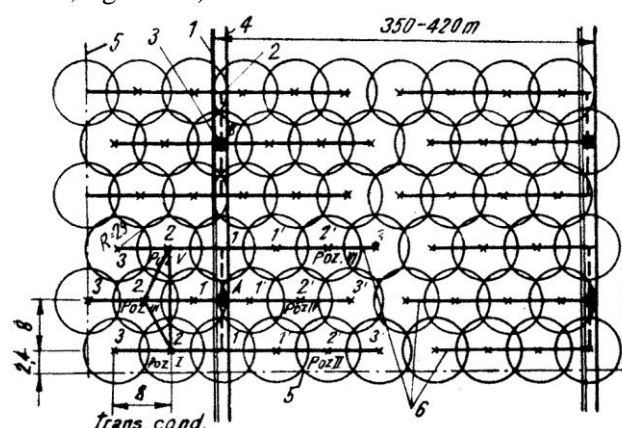


Fig. 6.148. Schema de lucru pentru I.A.C.: 1 – canal de alimentare; 2 – conductă principală; 3 – poziția grupului de pompare; 4 – drum de exploatare; 5 – limita terenului; 6 – aripi mobile pentru aspersiune; → – direcția de înaintare.

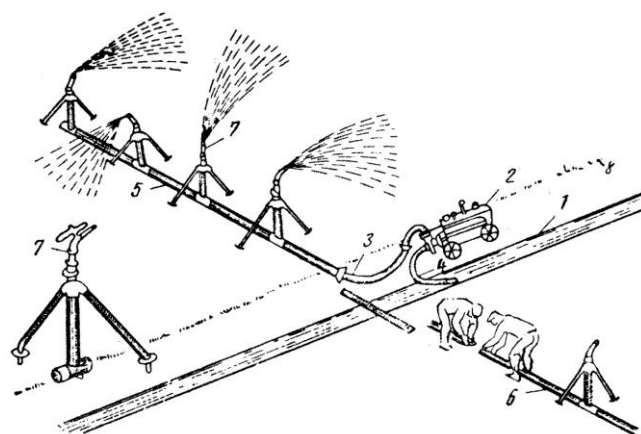


Fig. 6.149. Schema de lucru în T pentru I.A.C.: 1 – canal de aspersiune; 2 – agregat de pompare A.P.T.-4 M; 3 – conducta principală de refulare; 4 – conducta flexibilă de aspirație; 5 – aripă de aspersiune în funcțiune; 6 – aripă de aspersiune în curs de montare; 7 – aspersorul cu șoc A.S.M. (racord cu hidrant și biped); 8 – drum de exploatare.

O aripă de aspersiune cu lungimea de 172 m, funcționând cu 4 aspersoare, la o presiune de 4-5 atm, poate uda o fâșie, de-a lungul canalului, lată de maximum 200 m; deci distanța dintre canalele de aspersiune trebuie să fie de cel mult 400 m.

Dintr-o poziție a agregatului de pompare se pot obține șase poziții ale celor două aripi aspersoare.

În figura 6.150 se dau valorile razei de stropire pentru aspersoarele A.S.M. în funcție de viteza vântului, diametrul duzelor și presiunea de serviciu (după studiile întreprinse cu un singur aspersor, inginer C. G. r. Popescu, 1964).

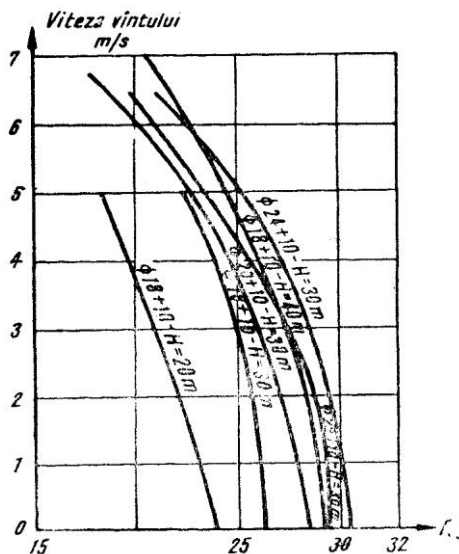


Fig. 6.150. Graficul variației razei de stropire la aspersorul A.S.M.

Aripa de aspersiune poate funcționa cu aspersoarele în mai multe scheme, în funcție de care variază și piesele componente (fig. 6.151, a, b, c, d).

I.A.C. cu agregat A.P.T.-4 M (are următoarele caracteristici: $H_p = 5,5$ atm; $R_s > 25$ m; $S_T = 0,9$ ha (aripa cu 4 aspersoare).

– În cazul folosirii aspersoarelor A.S.J. 1 Cluj (cu 8-10 aspersoare pe aripă), instalația de aspersiune poate funcționa cu 4 aripi concomitent (fig. 6.152), primind apa de la un agregat tip A.P.T.-4 ($Q = 35$ l/s). Schema curentă de amplasare este de 24/24 și 24/20; pentru asigurarea unei udări mai uniforme se indică 24/18 m, cu reducerea duzei la 6 mm.

Printre alte instalații de aspersiune cu presiune medie, cu conducte transportabile manual și cu cuplaje rapide, se mai pot enumera: VNIIGIM (fosta U.R.S.S.), Uttörö (Ungaria), INVESTA (Cehia), E.K.M. (Germania), Bauer (Austria), Perrot, Lanninger (Germania), Valducci (Italia) ș.a.

Instalația de irigație prin aspersiune cu presiune mare și jet lung – I.A.J. de producție românească (Centrul mecanic Arad) a avut mare răspândire în agricultura noastră; în anul 1963, din cele 1946 instalații existente, 1070 erau de tip I.A.J.

Datorită suprafeței mari pe care o ocupă rețeaua de canale, există tendința de a se înlocui cu I.A.C.-uri.

I.A.J. se compun din: pompă centrifugală de 5" de tipul Pr 125 B; aspersorul A.R.-60 S cu două jeturi, montat direct pe flanșa de refulare a pompei centrifuge ($R_{max} = 60$ mm; $R_l = 53$ mm, raza de lucru; $Q_a = 88$ m³/oră; $d_p = 30, 32, 34$ mm – diametrul duzei principale; $d_s = 10$ mm – diametrul duzei secundare – v. fig. 6.91; $S_T = 1$ ha); sistemul de aspirație de 5" cu sorb plat (fig. 6.153).

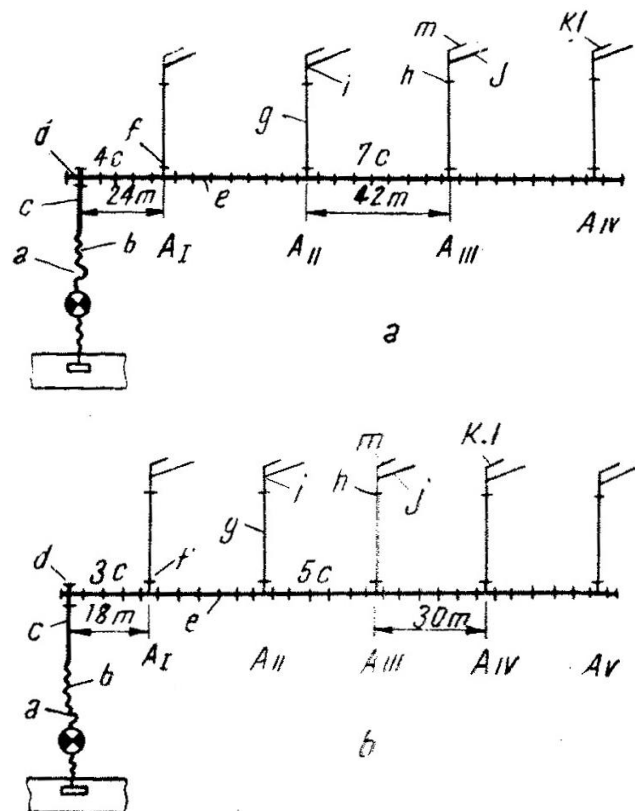


Fig. 6.151. Schemele de lucru cu aspersoarele A.S.M. ($A_I, A_{II}, A_{III}, A_{IV}, A_V$ – aspersoare).

a – cu 4 aspersoare:

- a – 1 cot cu flanșă cu diametrul de 125 mm, de 90°;
- b – 1 furtun refulare cu diametrul de 125 mm, lungimea 2,5 m;
- c – conductă de 6 m cu diametrul de 125 mm cu cuplaj rapid;
- d – 1 ramificație dublă 125/100 mm;
- e – 25 conducte cu diametrul de 100 mm;
- f – 4 ramificații simple 100/80 mm;
- g – 4 prelungitoare aspersoare cu diametrul de 80 mm și lungi de 1,5 m;
- h – 4 reductoare bruște 80/45 mm la aspersor;
- i – 4 coturi aspersor cu diametrul 45 mm la 116°;
- j – 4 duze mari cu diametrul de 18, 20, 22 și 24 mm;
- k – 4 reductoare bruște cu diametrul de 40/20 mm la jetul secundar;
- l – 4 coturi cu diametrul de 20 mm la 90°;
- m – 4 duze mici cu diametrul de 8,10 mm.

b – cu 5 aspersoare:

- a – 1 cot cu flanșă cu diametrul de 125 mm de 90°;
- b – 1 furtun refulare cu diametrul de 125 mm, lung. 2,5 m;
- c – 1 conductă de 6 m cu diametrul de 125 mm cu cuplaj rapid;
- d – 1 ramificație dublă 125/100 mm;
- e – 23 conducte cu diametrul de 100 mm;
- f – 5 ramificații simple 100/80 mm;
- g – 5 prelungitoare aspersoare cu diametrul 80 mm și lungime de 1,5 m;
- h – 5 reductoare bruște 80/45 mm la aspersor;
- i – 5 coturi aspersor cu diametrul 45 mm la 116°;
- j – 5 duze mari cu diametrul de 18, 20, 22 și 24 mm;
- k – 5 reductoare bruște cu diametrul de 45/20 mm la jetul sec;
- l – 5 coturi cu diametrul de 20 mm la 90°;
- m – 5 duze mici cu diametrul de 8,10 mm.

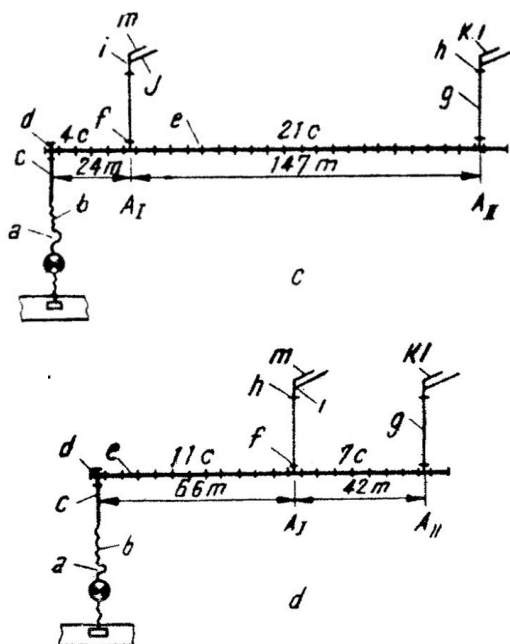


Fig. 6.151. - continuare.

c – 2 aspersoare situate la extremitatea conductei la 147 m unul de altul:

a – 1 cot cu flanșă cu diametrul de 125 mm de 90°;
 b – 1 furtun refulare cu diametrul de 125 mm lung. 2,5 m;
 c – 1 conductă de 6 m cu diametrul de 125 mm cu cuplaj rapid;
 d – 1 ramificație dublă 125/100 mm; e – 18 conducte cu diametrul de 100 mm;
 f – 2 ramificații simple 100/80 mm;
 g – 2 prelungitoare aspersoare cu diametrul 80 mm și lung. de 1,5 m;
 h – 2 reductoare bruște 80/45 mm la aspersor;
 i – 2 coturi aspersor cu diametrul 45 mm la 116°; j – 2 duze mari cu diametrul de 18; 20; 22 și 24 mm;
 k – 2 reductoare bruște cu diametrul de 45/20 mm jetul sec;
 l – 2 coturi cu diametrul de 20 mm la 90°;
 m – 2 duze mici cu diametrul de 8, 10 mm.

d – cu 2 aspersoare apropiate:

a – 1 cot cu flanșă cu diametrul de 125 mm de 90°;
 b – 1 furtun refulare cu diametrul de 123 mm lung. 2,5 m;
 c – 1 conductă de 6 m cu diametrul de 125 mm cu cuplaj rapid;
 d – 1 ramificație dublă 125/100 mm; e – 18 conducte cu diametrul de 100 mm;
 f – 2 ramificații simple 100/80 mm;
 g – 2 prelungitoare aspersoare cu diametrul 80 mm și lung de 1,5 m;
 h – 2 reductoare bruște 80/45 mm la aspersor;
 i – 2 coturi aspersor cu diametrul 45 mm la 116°; j – 2 duze mari cu diametrul de 18, 20, 22 și 24 mm;
 k – 2 reductoare bruște cu diametrul de 45/20 mm la jetul sec;
 l – 2 coturi cu diametrul de 20 mm la 90°;
 m – 2 duze mici cu diametrul de 8, 10 mm.

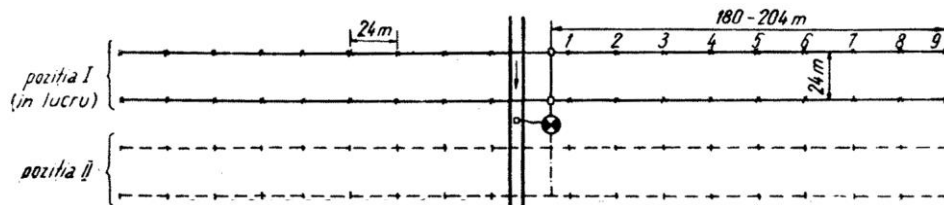


Fig. 6.152. Instalație de aspersiune cu conducte (I.A.C.), cu aspersoare A.S.J.-1.

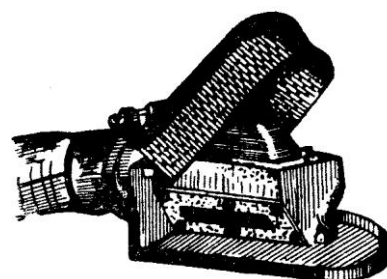


Fig. 6.153. Sorb plat cu sită ridicată.

Instalația de aspersiune cu jet lung se poate realiza prin montarea aspersorului A.R.-60 S pe grupul de pompare G.P.T.-2 M, care este tractat și acționat prin ax cardanic de la priza de putere a tractorului Universal 26-27-650-651. Instalația realizată poartă numele de I.A.J. 60 T-2 (instalație de aspersiune cu jet tractat pe 2 roți), fig. 6.154, fig. 6.155.

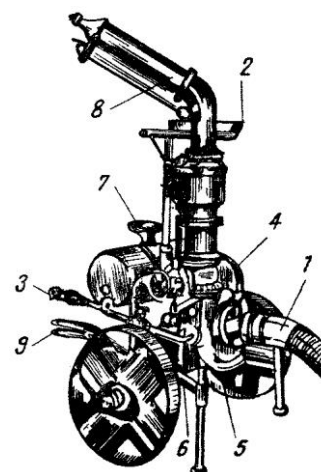


Fig. 6.154. Instalație de irigație prin aspersiune cu rază mare de acțiune - I.A.J.-60 T-2: 1 – aspirația; 2 – dispozitivul de ridicare a conductei de aspirație; 3 – cuplare la priza de putere a tractorului; 4 sistemul de amorsare cu pompă auto-aspiratoare; 5 – pompă de 5"; 6 – multiplicator de turație; 7 – rezervor îngrășămintă minerale; 8 – aspersor; 9 – dispozitiv de remorcare.

În funcție de distanța între canale (80-100 m), de lungimea utilă a jetului aspersorului (40-55 m) și de viteza vântului se folosesc diferite scheme de lucru (fig. 6.155).

Schema în triunghi a punctelor de stație se folosește în cazul lungimii mari a jetului sau a distanțelor între canale, și schema în pătrat, în situație inversă.

În funcție de viteza vântului, punctele de stație se iau la distanța de 30-45 m, în cazul udării în sector de cerc.

În figurile 6.156 și 6.157 se dau valorile razei de stropire pentru aspersoarele A.R.-60, în funcție de viteza vântului, dia-

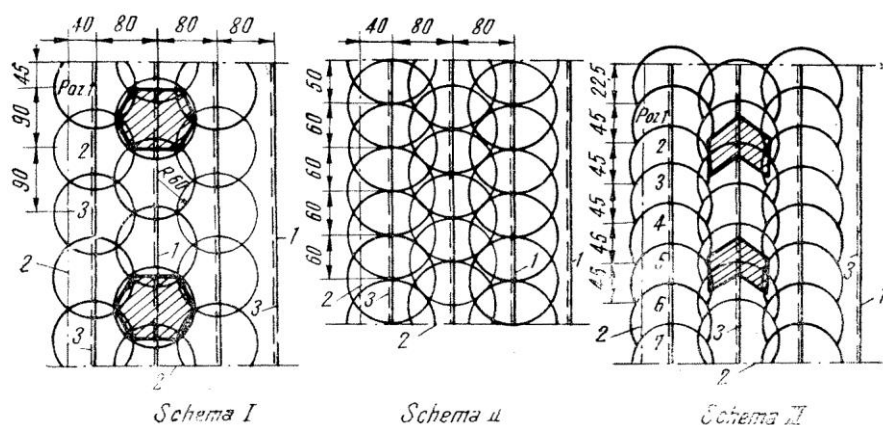


Fig. 6.155. Scheme de lucru ale instalației și agregatelor de aspersiune cu jet lung (I.A.J. și A.A.J.-60): 1 – canal provizoriu de irigație; 2 – limitele parcelei irigate; 3 – drum de-a lungul canalului de irigație.

metrul duzelor și presiune de serviciu (după studiile întreprinse de ing. Gr. Popescu, 1964).

Productivitatea ridicată a aspersorului A.R.-60 S ar impune studierea acestuia în continuare, pentru îmbunătățirea pluviometriei, ca și pentru adaptarea la sistemul de irigație cu conducte sub presiune.

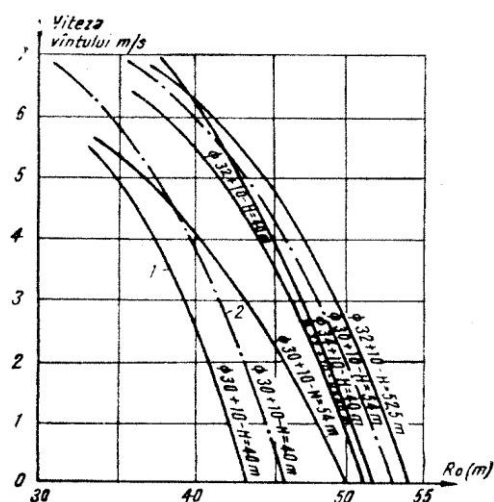


Fig. 6.156. Graficul variației razei de stropire la aspersorul A.R.-60: 1 – cu paletă; 2 – fără paletă.

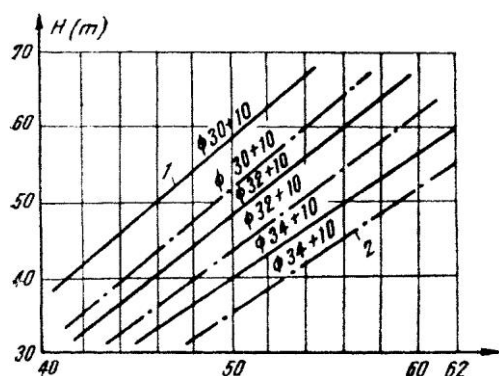


Fig. 6.157. Raza de stropire reală (valori medii) a aspersorului A.R.-60 în condiții atmosferice normale ($v < 2,5$ m/s) pentru diferite \varnothing și H : 1 – cu paletă; 2 – fără paletă.

Instalație semimobilă cu presiune medie, cu aspersor SEPPIC pe suport glisant.

În scopul reducerii cheltuielilor de exploatare și pentru adaptarea aceluiași aparate și instalații de aspersiune la specificul culturilor și la schema de distribuția apei, tehnica franceză folosește – îndeosebi în complexul hidroameliorativ Rhonul de Jos și Languedoc – instalații cu aspersoare cu deplasare prin târâre (fig. 6.158) pe suporturi glisante (model mare și mic).

În cazul grădinilor de zarzavat și a livezilor, aspersorul trebuie să urmărească, în deplasare, linia brazdelor și a rândurilor de pomi (fig. 6.159).

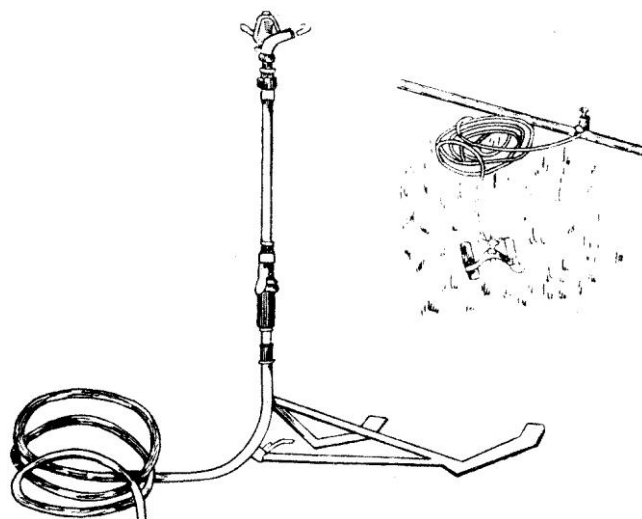


Fig. 6.158. Aspersor Seppic cu deplasarea prin târâre.

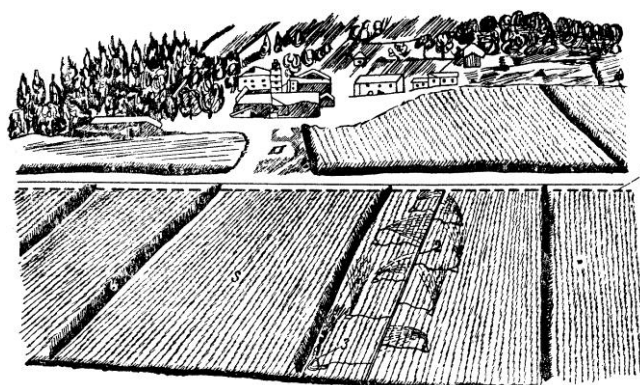


Fig. 6.159. Funcționarea instalației cu aspersoare Seppic pe suporturi glisante (parcelele sunt protejate contra vântului prin perdele de protecție): 1 – conductă de distribuție sub presiune, fixă (îngropată); 2 – aripă de aspersiune mobilă; 3 – aspersor mobil; S – sector de irigat.

Instalația cu aspersoare pe suporti glisanți este racordată la rețeaua de conducte fixe (îngropate) sub

presiune. Ultima conductă fixă de distribuție (c.d.) străbate central și longitudinal terenul de irigație, iar la intervale de 72 m sunt instalate prizele P, la care se racordează conductele de aluminiu – aripile aspersoare – (a.a.), situate la suprafața terenului. Aripile aspersoare distribuie apa între aspersoare cu ajutorul tuburilor flexibile.

În figura 6.160 este dat un exemplu de instalație folosită la irigarea unei parcele de 14,5 ha, din Complexul Rhonul inferior – Languedoc (după ing. Albert Goudeau, Montpellier, 1963).

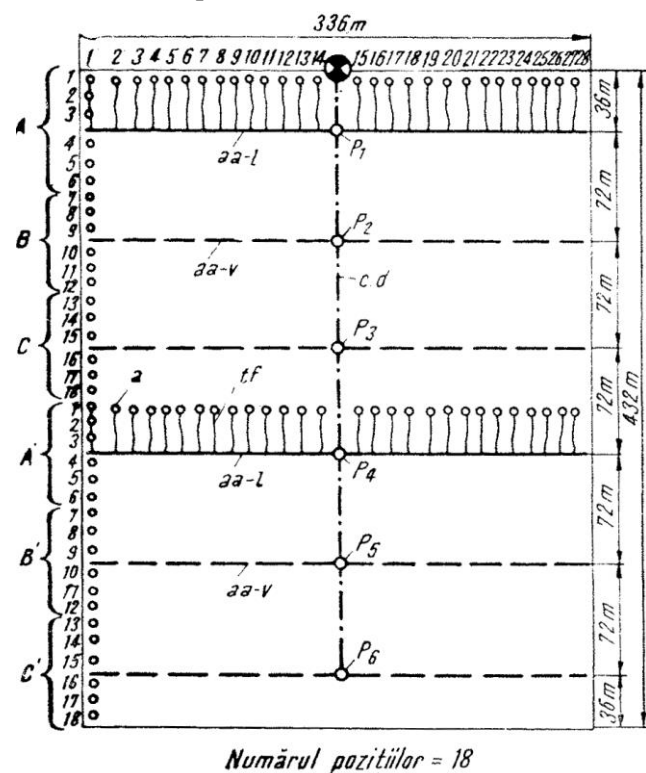


Fig. 6.160. Schema instalației de aspersiune cu aspersoare Seppic pe suporturi glisanți situați la 12 x 12 m pentru o parcelă de 14,5 ha: c.d – conductă de distribuție; P 1, 2 ... 6 – priză (hidrant); a a-l aripă aspersoare în lucru; a a-v – aripă aspersoare în poziția viitoare; tf – tub flexibil; 1, 2, 3 ... 18 – pozițiile succesive ale aspersorului pe o direcție; 1, 2, 3 ... 27, 28 – numărul aspersoarelor ce funcționează simultan pe cele două aripi alimentate de o priză de apă; a – aspersor.

Calculul hidraulic al rețelei este făcut în ipoteza funcționării simultane a 2 prize (de exemplu p_1 și p_4), alimentând fiecare câte două aripi aspersoare (de exemplu A și A') având fiecare câte 14 aspersoare. Conducta de distribuție îngropată alimentează simultan un număr de 56 aspersoare – prin cele 2 prize și 4 aripi aspersoare.

Echipamentul și caracteristicile funcționale sunt: – conducte de aliaj de aluminiu (aripa aspersoare) care transportă câte 1/4 din debitul conductei fixe de distribuție, debit furnizat prin cele 2 prize în funcțiune simultană. Aceste conducte au: $d = 2''$; lungimea (fiecărei

aripi) 162 m; pierderile de sarcină 3,12 m; – tuburile de material plastic au: $d = 20$ mm; lungimea = 30 m; pierderile de sarcină 1,20 m ($0,04 \times 30$); pierderile de sarcină totale $3,12 + 1,20 = 4,32$ m; – presiunea de funcționare (de serviciu) la primul aspersor este: $2,80 - 0,12 = 2,68$ atm; ($2,80$ – presiunea la priză); – presiunea de funcționare la ultimul aspersor $2,68 - 0,312 = 2,368$ atm; – debitul pe aspersor = 0,83 l/s; $H_{sm} = 2,5$ atm; $i_f = 5,7$ mm/h.

Pentru funcționarea instalației prezentate în schița din figura 6.160 sunt necesare: 648 m conductă aluminiu – cele 4 aripi aspersoare – (336×2) – (12×2); 58 aspersoare montate pe suporturi glisanți care se brânșează prin tuburile elastice la aripile aspersoare de aluminiu.

Deplasarea aspersoarelor montate pe suporturi glisanți se poate face prin tracțiune, cu tuburile elastice. Tuburile elastice având 30 m lungime, este posibil să se efectueze cu fiecare aspersor câte 3 stații, de o parte și de alta a aripii aspersoare (de aluminiu) fără a necesita deplasarea acesteia. Funcționarea aspersorului se face începând cu stația cea mai depărtată de aripă, în ordinea 1, 2, 3 respectiv 6, 5, 4 (v. fig. 6.160, poziția A de o parte și de alta a aripii).

În figura 6.161 se dă (ing. Albert Goudeau, 1963) o schemă de udare cu instalația mobilă folosind aspersoare SEPPIC cu suporturi glisanți, pentru o parcelă de 1 ha din complexul hidroameliorativ Rhonul inferior – Languedoc.

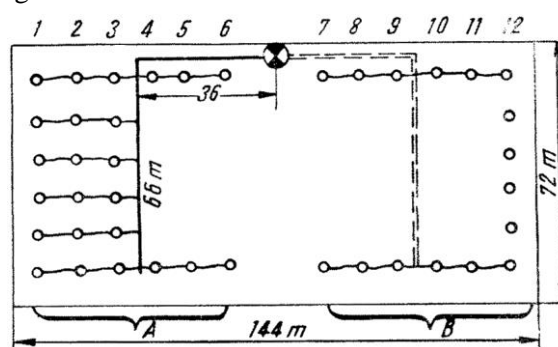


Fig. 6.161. Schema instalației de aspersiune cu aspersoare Seppic pe suporturi glisanți – situați la 12 x 12 m, pentru o parcelă de 1 ha.

La toate tipurile de instalații de aspersiune cu conducte prezentate, se pot atașa dozatoare de îngrășământ, ca cel din fig. 6.162, cu ajutorul căruia se realizează, concomitent cu udarea, și distribuirea îngrășămintelor.

d. *Agregate de aspersiune.* Se pot diferenția după presiune și mod de funcționare (de pe loc sau din mișcare) următoarele categorii de agregate de aspersiune: de joasă presiune cu funcționare staționară sau din mișcare (exemplu D.D.A.-100, D.D.A.-50, T.D.M.-30, E.D.D.A.-2, E.D.D.A.-30 ș.a.); de medie presiune (de

exemplu S.B.D.N.-30, agregatul autotractat etc.); de înaltă presiune (de exemplu A.A.J.-60 S, A.A.J.-60

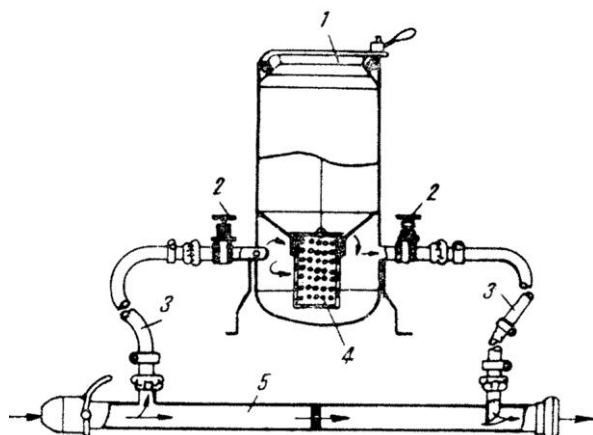


Fig. 6.162. Secțiune prin dozatorul de îngrășăminte și schema racordării la aripa aspersoare: 1 – rezervor pentru îngrășămintă chimică; 2 – robinet; 3 – tuburi elastice; 4 – sită prin care trece îngrășămintă; 5 – aripă aspersoare.

T-A, D.D.N.-30, Derekegyháza, Tun de aspersiune etc. – o parte dintre acestea fiind prezentate anterior – v. Dispozitive de aspersiune și deplasarea instalațiilor și agregatelor).

Agregatul de aspersiune D.D.A.-100. Primul agregat D.D.A.-100 a fost construit în anul 1940 de VNIIGIM (fig. 6.163), ca o îmbunătățire a agregatului „tip pod” acționat de două tractoare.

Agregatul D.D.A.-100 este montat pe un tractor Diesel C.T.Z.-65 și se compune dintr-o fermă în două console în lungime de 110,4 m, care susține conducta de stropit cu 51 duze cu $d = 11-19$ mm; $q_d = 1,5-1,8$ l/s; $i_r = 3$ mm/min; $i_m = 0,1$ mm/min, precum și dintr-o pompă centrifugă ($Q = 100$ l/s), care absoarbe apa din canalul de irigație și o trimite în conducta (aripa) de aspersiune cu duze. Acest agregat se deplasează ($V_i = 1,3$ km/h și $V_m = 1$ km/h) de-a lungul canalului de irigație (v. fig. 6.61, 6.62 și 6.63), pe o lungime a parcelei de circa 500 metri, udând pe ambele părți ale canalului o fâșie în lățime totală de 120 m, $S_T = 2.100$ m² (120 x 16-18 m). Canalele de irigație, în lungime de 500-1200 m, sunt prevăzute cu instalații de barare (la 200-500 m, vezi 6.3.3.2.a și amplasate la distanță de 120 m unul de altul (fig. 6.164).

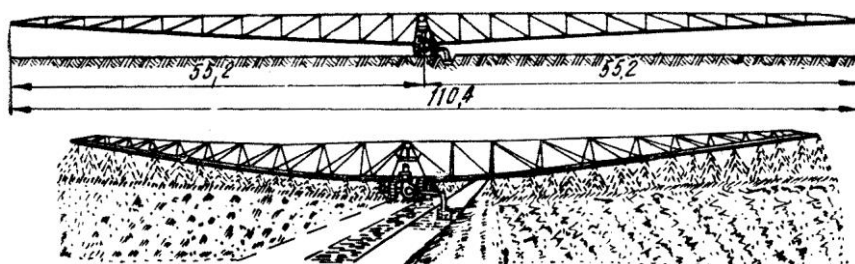


Fig. 6.163. Agregatul de aspersiune D.D.A.-100, în funcțiune.

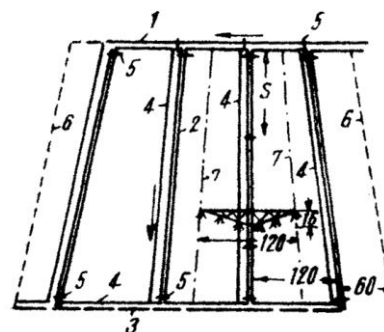


Fig. 6.164. Schema unui sector de irigație deservit de un agregat D.D.A.-100: 1 – canal distribuit de sector; 2 – canal de aspersiune; 3 – canal de colectare; 4 – drumuri; 5 – instalații pentru reglarea nivelului și debitului; 6 – limita sectorului; 7 – limita parcelei; S – spațiul (lungimea) cursei între două barări succesive.

De o parte a fiecărui canal se amenajează un drum lat de 3,5 m, pentru circulația agregatului cu două console.

Cu ajutorul agregatului descris mai sus se poate combina udarea prin aspersiune cu aplicarea îngrășămintelor de care are nevoie solul.

Întreaga normă de îngrășămintă se introduce în sol în timp de 3-4 drumuri ale agregatului (30-40 ha în două schimburi).

Ca tip îmbunătățit al agregatului D.D.A.-100 este agregatul T.D.M.-301 (fig. 6.165 și 6.166), montat pe șasiul autocamionului ZISS-5, care realizează: viteza de transport 0,086; 0,146; 0,303; 0,560 km/h; productivitatea de 1,5 h/zi; la un debit de pompare de 30 l/s și la o normă de udare de 400 m³/ha realizează 0,25 ha/h.

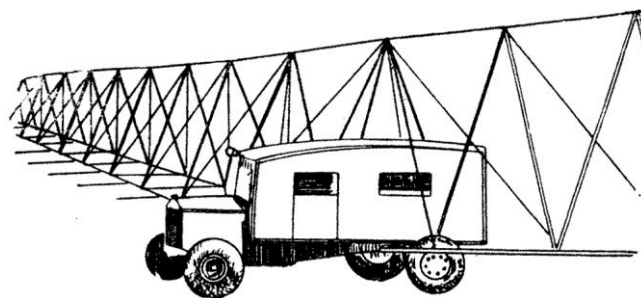


Fig. 6.165. Agregatul de aspersiune TDM-30; vedere generală.

Împrăștierea îngrășămintelor este facilitată prin existența rezervorului de dizolvare în interiorul autocamionului (fig. 6.166).

Primul agregat electricat, realizat în 1950 – fosta URSS, este EDDA-2¹ (fig. 6.167) pe baza căruia a fost construit tipul perfecționat EDDA-30¹ (fig. 6.168) cu indici de 1,5 ori mai mari.

¹ V. V. Blidaru, *Irigații*, 1954, Editura Agro-Silvică.

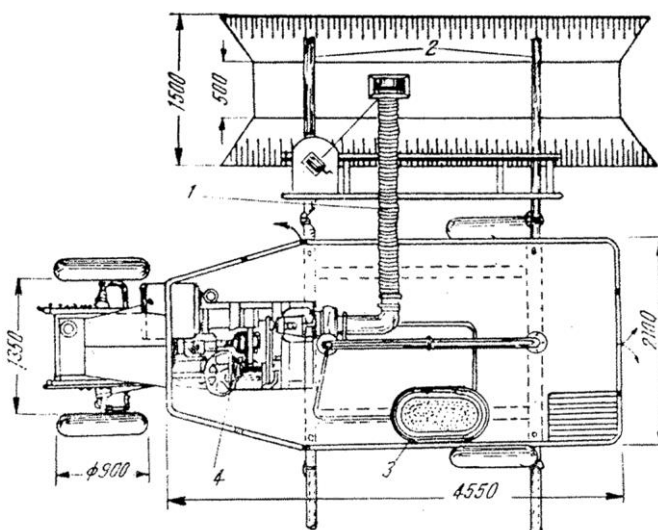


Fig. 6.166. Schema agregatului TDM-30: 1 – conductă – furtun de aspirație; 2 – conductele de alimentare cu apă a duzelor; 3 – rezervor pentru dizolvarea îngrășămintelor chimice; 4 – motorul.

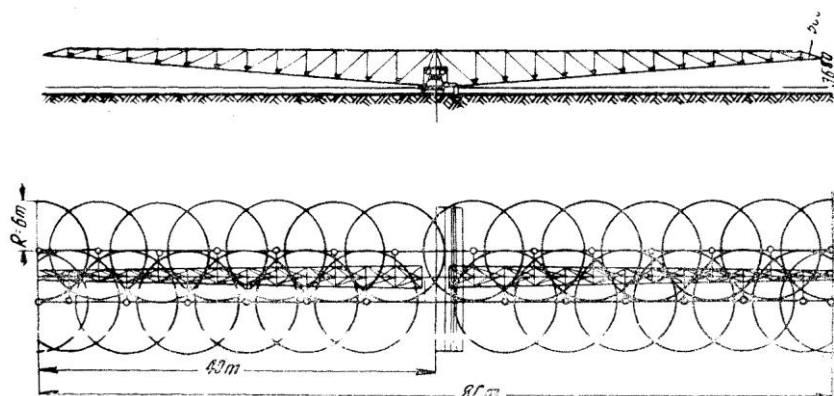


Fig. 6.167. Schema agregatului E.D.D.A.-2.

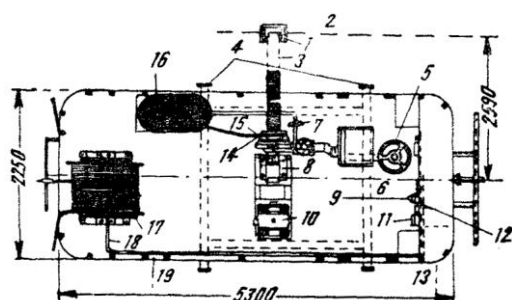


Fig. 6.168. Schema agregatului E.D.D.A.-30 (plan): 1 – sorbul conductei de aspirație; 2 – așchii canalului; 3 – conductă de aspirație; 4 – partea inferioară a fermei; 5 – volanul; 6 – pârghia cutiei de transmisie; 7 – robinet pentru umplerea cu apă; 8 – pompă; 9 – întrerupătorul motorului electric al pompei; 10 – electromotorul de 10 kW; $n = 1450$ ture/minut; 11 – întrerupătorul motorului de deplasare; 12 – vana aparatelor și a manevrării; 13 – axul roților din față; 14 – vacuummetru; 15 – robinet pentru amorsarea pompei; 16 – rezervor pentru dizolvarea îngrășămintelor chimice; 17 – tamburul; 18 – cablul motorului electric; 19 – axul roților din spate.

În figura 6.169 se văd detaliile rezervorului de îngrășământ, din care se înțelege modul lui de funcționare, iar în figura 6.170 se poate urmări modul de sistematizare și amenajare a unui teritoriu agricol (Victoria – fosta U.R.S.S.) irigat cu un agregat electricat tip E.D.D.A.-2.

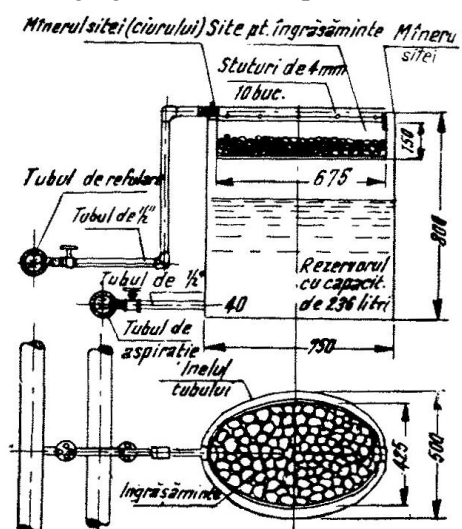


Fig. 6.169. Agregat pentru dizolvarea îngrășămintelor.

Pe principiul agregatelor D.D.A.-100 și E.D.D.A.-30 s-au construit ulterior agregate pe tractoare cu pneuri și șenile ce se deplasează deasupra canalului din care aspiră apa, economisind suprafața arabilă (fig. 6.171, 6.172).

Aspirația apei din canal făcându-se printr-un sorb în poziție verticală, se evită înfundarea acestuia și se reduc pierderile de sarcină.

La duzele aripilor de aspersiune se pot atașa și tuburi flexibile, care transmit apa direct în sol printre rândurile de plante, putând asigura administrarea de norme mai mari de udare și evitând pierderile de apă.

Agregatul de aspersiune cu console, funcționând în mișcare, răspunde mai bine, în comparație cu alte instalații și agregate (ce funcționează de pe loc) cerințelor agrofitotehnice impuse aspersiunii: realizarea unor intensități medii optime (0,1-0,2 mm/min) prin variația vitezei de circulație.

Debitul de apă Q al agregatului de aspersiune cu console, funcționând în mișcare se poate determina prin relația:

$$Q = \frac{P_{real}}{60} \cdot bl = hlv \quad [l/s] \quad (6.123)$$

în care:

P_{real} este intensitatea reală (efectivă) a udării, în mm/min;

l și b – lungimea și lățimea fâșiei de umezit din-

tr-o poziție; pentru agregate cu două console $l = 120$ m; $b = 16$ m; v – viteza medie de deplasare a agregatului de-a lungul canalului, $v = 0,27-0,30$ m/s la agregatul cu console.

Suprafața udată de agregat într-o unitate de timp este $l \cdot v$. Suprafața acoperită simultan cu apă pulveri-

zată este $b \cdot l$. Dacă lungimea cursei este S , timpul T al cursei este $T = \frac{S}{v}$ [s]. Volumul de apă V consumat într-o cursă pe suprafață $S \cdot l$ este:

$$V = Q \frac{S}{v} \quad [l] \quad (6.124)$$

și stratul de apă rezultat dintr-o cursă este:

$$h = \frac{Q \cdot S}{v \cdot S \cdot l} = \frac{Q}{v \cdot l} \quad (6.125)$$

Înlocuind în această expresie valoarea Q din expresia (6.123), se obține:

$$h = \frac{P_{real} \cdot b}{60v}$$

Debitul agregatului Q poate fi determinat și prin relația (M.S. Ianșin):

$$Q = l \sqrt{\frac{P_{real} \cdot b \cdot h \cdot v}{60}} \quad [l/s] \quad (6.126)$$

Intensitatea medie P a pulverizării apei căzute pe suprafața de udat $S \cdot l$, din duzele agregatului cu console, care parcurge spațiul S , înainte și înapoi, în timpul $T = \frac{S}{60v}$ [min], va fi:

$$P = \frac{60Q}{S \cdot l} \quad (6.127)$$

Înlocuind pe Q prin valoarea din relația (6.123), se obține valoarea intensității medii ca fiind:

$$P = \frac{b}{S} P_{real} \quad [mm/min] \quad (6.127)$$

În mod practic, lungimea

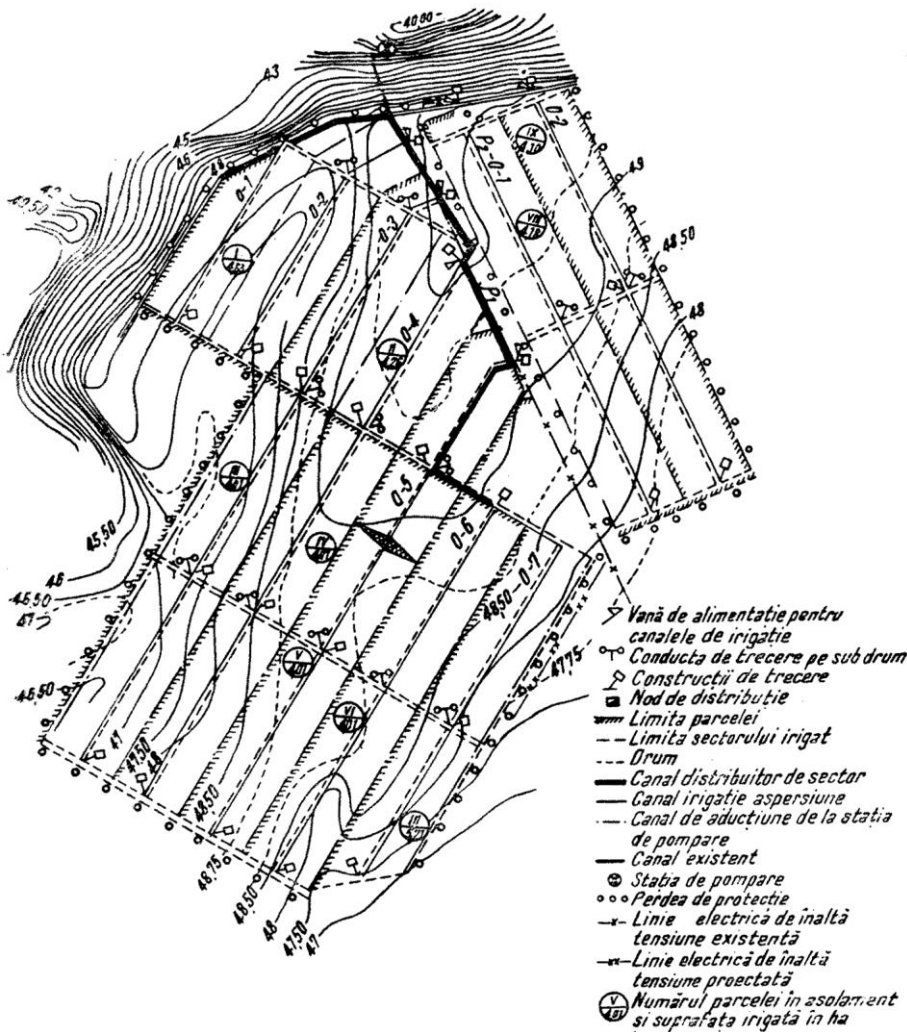


Fig. 6.170. Planul sistemului de irigație prin aspersiune cu agregatul E.D.DA.-2.



Fig. 6.171. Agregat cu bătaie lungă – cu două ștuțuri – pe tractor cu pneuri.

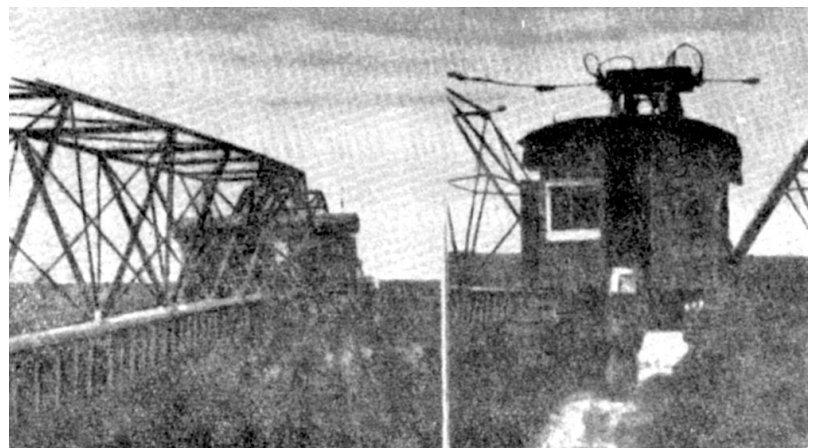


Fig. 6.172. Agregat cu două console cu tractor pe șenile: a – vedere generală; b – vedere din spate.

parcursului S variază între 150-400-500 m (distanța între barări); o lungime prea mare a parcursului ar scădea randamentul udării, prin evaporarea apei.

În anul 1953 s-au construit și la noi în țară câteva agregate de aspersiune tip D.D.A.-100 pe tractor S-80, la amenajările Periș, Pietroiu, Chirnogi, Mânăstirea, Roseți, Cocargeaua, Fetești. Acțiunea nu a dat rezultatele așteptate din motive constructive (agregatul a fost prea greu).

Agregatul de aspersiune autopropulsat și electricat poate fi folosit pe terenurile electrificate, transformând munca grea și migăloasă de udare într-un proces perfecționat și comod. Această problemă (folosirea agregatelor electrificate) creează condiții dezvoltării sectorului hidroenergetic, în scop principal pentru irigații, în unele zone din țara noastră.

Agregatul S.B.D.N.-30, de presiune medie, este format dintr-un aspersor cu jet ($R_a = 59$ m și efectiv, în urma suprapunerii, $R_{ef} = 47,2$ m, în condiții atmosferice de calm), montat pe o pompă cu 3 etaje fixată pe tractor S-65 ($H_p = 8$ atm; $Q = 30$ l/s; $i_e = 4,80$ mm/min; $S_T = 0,7$ ha dintr-o poziție).

Agregatul D.D.N.-30, de presiune înaltă, este montat pe un tractor D.T.-54 și funcționează de pe loc, alimentându-se cu apă din canalele de irigație așezate paralel, la intervale de 97 m. De-a lungul fiecărui canal este amenajat un drum de câmp pentru deplasarea agregatului. Agregatul D.D.N.-30 se compune dintr-o pompă de înaltă presiune ($H_p = 8-9$ atm; $Q_p = 30$ l/s), la care este fixat direct aspersorul, prevăzut cu două ștuțuri ($d_s = 10$ mm și $d_p = 27$ mm), ca în figura 6.173.

Avantajul acestui agregat constă în aceea că funcționează fără conducte și are indici de funcționare superiori: $R = 65$ m; $n = 0,5$ rot/min; $S_T = 1$ ha; $S_{sezon} = 100$ ha.

Agregatul D.D.N.-30 prezintă însă și neajunsuri: nu poate fi folosit rațional pe timpul unui vânt cu o viteză mai mare de 1,5 m/s; cere energie mare pentru a realiza presiunea ridicată; nu asigură o pulverizare

uniformă; reclamă rețea deasă de canale.

e. *Debitul și intensitatea agregatelor și instalațiilor cu presiunea medie și mare.* Debitul de apă Q_0 al aspersoarelor rotative (tip A.S.M., Hydor, Wright-Rain ș.a.) la o intensitate medie a pulverizării p mm/min, la o rază de stropit R și pentru o rotație $n \leq 1$, potrivit cu permeabilitatea solului, este:

$$Q_0 = \pi R^2 \frac{pn}{60\mu} \quad [\text{l/s}] \quad (6.128)$$

în care:

$\mu = 1,57$ la amplasarea pătrată și 1,20 la cea triunghiulară.

În mod teoretic, raza de acțiune a jetului de apă ieșit din aspersor este:

$$R = 2 \sin \alpha \frac{v^2}{2g} = 2 \sin \alpha c^2 h \quad (6.129)$$

Dacă $\alpha = 32,5^\circ$ și $c = 0,98$, se obține valoarea $R = 1,74 h$; raza de acțiune este practic mai mică decât cea ieșită din calcul (din cauza rezistențelor) și este cu atât mai mică, cu cât este mai mic diametrul ștuțului (A. N. Kosteacov, fig. 6.174).

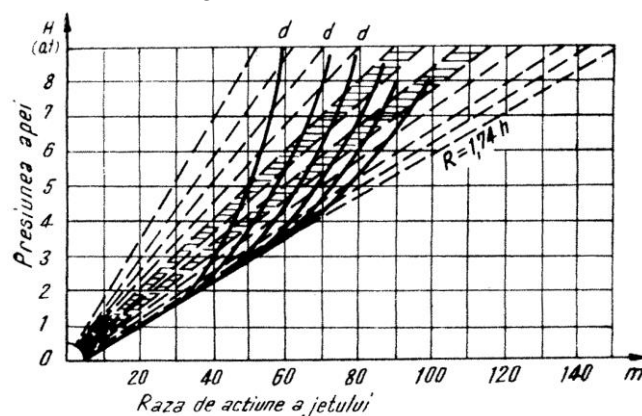


Fig. 6.174. Graficul dependenței razei de acțiune a jetului de apă față de presiune și diametrul ștuțului.

Punctele de intersecție arată diferite raporturi R/h .

Liniile punctate și cu hașuri arată raportul R/h cel mai favorabil pentru pulverizarea jetului (cu $d = 20-35$ mm).

Aceste corelații se mențin în limitele de 1:1 – 1,3:1.

Linia punctată din extrema dreaptă arată raza de acțiune R teoretică maximă a jetului: $R = 1,74h$, independent de diametrul orificiului.

Pentru unghiul ștuțului $\alpha = 32,5^\circ$, mărirea razei de acțiune R , la o presiune h și un diametru d al ștuțului, este:

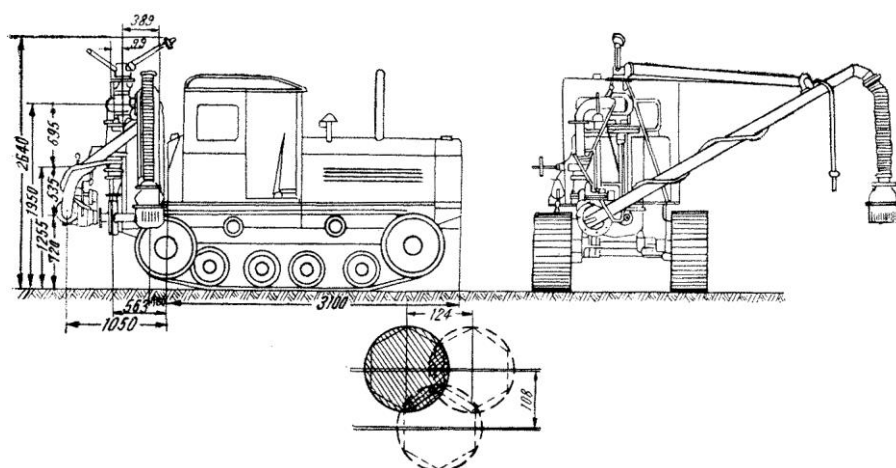


Fig. 6.173. Agregat de aspersiune D.D.N.-30.

$$R = 1,55h \left(1 - \frac{0,95h}{0,9+h} \right) \sqrt{1000d} \quad [\text{m}] \quad (6.130)$$

Relația dintre debitul Q_0 al aspersorului, diametrul ștuțului d , în m, și presiunea apei h , în m, se determină astfel:

$$Q_0 = \frac{\pi d^2}{4} v = \frac{\pi d^2}{2} C \sqrt{2gh} = 3,41d^2 \sqrt{h} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (6.131)$$

Această relație se vede în figura 6.175, în care este dată presiunea minimă la care începe o bună pulverizare a apei.

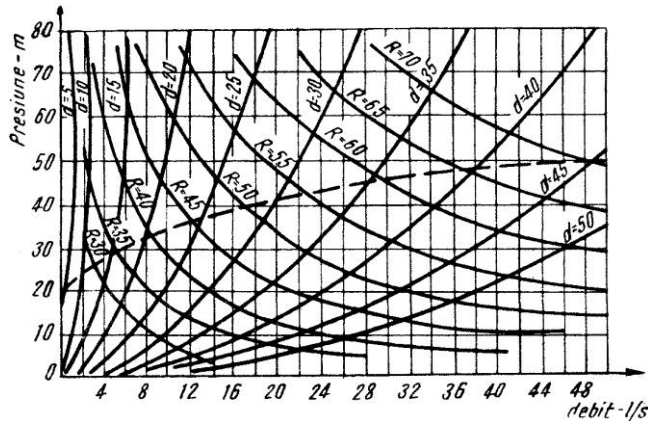


Fig. 6.175. Graficul dependenței debitului și razei de acțiune față de presiune.

Dacă aspersorul are două ștuțuri de diametre d și d_0 , atunci:

$$Q_0 = 3,41(d^2 + d_0^2) \sqrt{h} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (6.132)$$

În baza cercetărilor și verificărilor (conf. Ecaterina Blidaru, 1961) s-a ajuns la concluzia că formulele și graficele dau valori exagerate față de cele obținute experimental și s-a modificat constanta din (6.132), astfel:

$$Q_0 = 3,13(d^2 + d_0^2) \sqrt{h} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (6.133)$$

Pentru ca jetul să fie compact și pulverizarea să nu înceapă mai aproape de 1 m de orificiu, se impune ca lungimea ștuțului să fie $\geq 8d$. Numărul n al rotațiilor aspersorului pe minut trebuie să fie:

$$n = \mu \frac{60Q_0}{\pi \cdot R^2 \cdot P} \quad (6.134)$$

Pentru obținerea unui strat de apă m , în mm, durata funcționării aspersorului într-o poziție t trebuie să fie de:

$$t = \frac{m}{p \cdot n} \quad [\text{min}] \quad (6.135)$$

în care:

p este intensitatea medie a udării, în mm/min (dată).

Intensitatea reală a apei P_{real} se caracterizează prin acel strat de apă care cade pe o suprafață acoperită real și simultan cu apă. Pentru aparatele cu bătaie me-

die și lungă, această suprafață se apropie de forma unei elipse alungite, cu lungimea R și lățimea medie a (fig. 6.176).

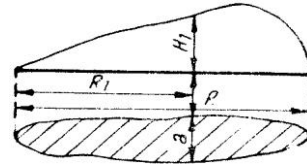


Fig. 6.176. Suprafața real acoperită cu ploaie, într-un moment dat.

Intensitatea reală a ploii P_{real} pe suprafața $R \cdot a$ este:

$$P_{real} = \frac{60Q_0}{R \cdot a} \quad [\text{mm/min}] \quad (6.136)$$

și are în medie, valoarea 3-5 mm/min. Pe lungimea R ea nu este constantă, ci variază, având valoare maximă pe distanța 75-85% R . O pulverizare a apei de o asemenea intensitate R_{real} cade pe suprafața simultan umezită $R \cdot a$ cu o intermitență de $\frac{60}{n}$. În felul acesta raportul dintre intensitatea reală R_{real} și cea medie p , căzute pe suprafețele $\frac{\pi \cdot R^2 \cdot n}{\mu}$ și $R \cdot a$, este:

$$\frac{P_{real}}{p} = \frac{\frac{\pi R^2}{\mu} n}{R \cdot a} = \frac{\pi}{\mu} n \frac{R}{a} \quad (6.137)$$

Din relația (6.137) se scoate valoarea intensității medii p în funcție de P_{real} :

$$p = \frac{P_{real} \cdot \mu \cdot a}{\pi \cdot n \cdot R} = \frac{60Q_0 \mu \cdot a}{R \cdot a \cdot \pi \cdot n \cdot R} = \frac{60Q_0 \cdot \mu}{\pi \cdot R^2 \cdot n}$$

Înlocuind pe Q_0 prin valoarea lui $(3,41d^2 \sqrt{h})$, se obține:

$$p = \frac{60 \cdot 3,41d^2 \sqrt{h} \mu}{\pi R^2 n} = \frac{65d^2 \mu \sqrt{h}}{n R^2} \quad (6.138)$$

Din relația de mai sus se vede că intensitatea medie a apei p se micșorează pe măsura micșorării diametrului d al ștuțului, a măririi razei de acțiune R și a măririi numărului de ture n . Intensitatea medie a apei nu trebuie să fie mai mare decât viteza de infiltrație în sol v_i într-un minut, adică $p \leq 60v_i$. Deoarece v_i se micșorează în timp, este de dorit ca pe măsura duratei udării să se micșoreze și intensitatea ploii. Numărul aspersoarelor N ce funcționează simultan (cu debitul Q_0) într-o instalație cu debitul Q este:

$$N = \frac{Q}{Q_0} \quad (6.139)$$

Dacă alimentarea cu apă se face prin canale de aspersiune (c.a.), debitul canalului (deschis), respectiv $Q_{c.a.}$ trebuie să fie egal cu suma debitelor agregatelor

sau instalațiilor care funcționează simultan Q_{as} plus pierderile p_e :

$$Q_{ca} = \sum Q_{as} + p_e \quad (6.140)$$

6.2.3.5. Debitul de apă și caracteristici de exploatare

Întocmirea proiectului de irigație prin aspersiune reclamă, în afară de cunoașterea tehnică și funcțională a aparatelor de aspersiune, a instalațiilor și agregatelor prezentate anterior, și cunoașterea debitului de apă ce dimensionează întregul sistem de irigație și în funcție de care se face alegerea utilajelor (tip, caracteristici și număr).

Suprafața efectiv irigată poate fi cultivată în monocultură (în cazul unor suprafețe mici sau în condiții speciale) sau în asolament.

În primul caz, debitul de calcul reprezintă: $Q_1 = S \cdot q_m + \sum p_e$; în cazul al doilea, debitul de calcul va fi: $Q_2 = S \cdot \lambda + \sum p_e$, în care:

S reprezintă suprafața efectiv irigată;

q_m – modulul de udare;

λ – hidromodulul coordonat;

$\sum p_e$ – suma pierderilor de apă.

Considerând că întreaga amenajare este de tip închis – conducte – iar exploatarea se face corect, se vor lua în considerație numai pierderile de apă prin evaporație (10-30-38% Q), fig. 6.177.

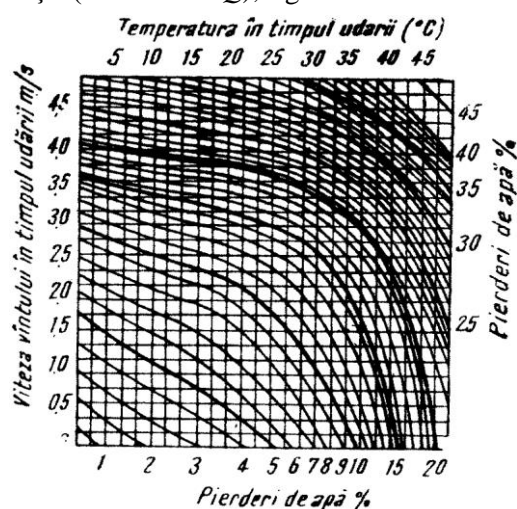


Fig. 6.177. Stabilirea pierderilor de apă la irigația prin aspersiune.

În cazul mai multor culturi se întocmește planul de irigație prin aspersiune – care face parte din planul

Tabelul 6.11. Consumul de apă al culturilor

Culturile	Suprafața ocupată de cultură (ha)	Recolta prevăzută în plan (q/ha)	Consumul de apă al culturii, în t de apă la 1 t de recoltă	Stratul de apă necesar pentru obținerea recoltei din plan (mm)	Se contează pe o cădere naturală de precipitații (mm)	Cantitatea de umiditate care poate fi folosită de pe urma precipitațiilor naturale (mm)	Stratul de apă necesar pentru toate udările, (mm)
1	2	3	4	5	6	7	8
A	23	25	1 150	287,5	350	175	112,5
B	11	400	90	360	350	170	190
C	22	30	1000	300	350	180	120
D	11	300	150	450	350	180	270
E	23	80	500	400	350	220	180

organizatoric al exploatației respective – și care are la bază calculul consumului de apă al culturilor; în tabelul 6.11 se dă un exemplu de calcul.

Pe baza datelor de mai sus (tabelul 6.11) și a planului de lucru al gospodăriei, se întocmește *planul udărilor* (de exemplu în tabelul 6.12), considerând că instalația funcționează în două schimburi de câte 10 ore fiecare, cu un randament de 70%.

În figura 6.178 se dă graficul de udare al culturilor întocmit pe baza datelor din tabelul 6.12.

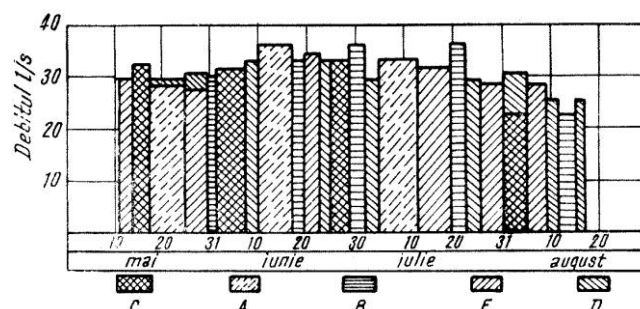


Fig. 6.178. Graficul de udare al culturilor, prin aspersiune.

Din acest grafic se vede că la o bună repartizare a culturilor și organizarea muncilor de udare, se poate iriga un teren de circa 100 ha, cu un debit de apă de maximum 40 l/s. Aceasta înseamnă că o astfel de suprafață poate fi deservită de un agregat sau o instalație și de o echipă de lucrători-udători. În exploatare, pentru ușurința aflării unor date orientative se folosesc diagrame, nomograme, tabele. Astfel, cu ajutorul graficului din figura 6.179 (Janert) se pot stabili date privind debitul, presiunea, diametrul, calitatea ploii.

Pe ordonată sunt trecute presiunile de lucru H (m), pe abscisă debitele Q (m^3/h), iar diametrul duzelor \varnothing (mm) și razele de bătaie D (m) sunt trecute pe liniile oblice: de la stânga la dreapta, de jos în sus – diametrul duzelor – și de la stânga la dreapta, de sus în jos – razele. De la scara H , spre dreapta, sunt figurate liniile raporturilor $D:H$, formând sectoare ce limitează calitatea ploii (între 0,9:1 – 1:1 – foarte fină, iar > 1,3:1 grosieră).

Tabelul 6.12. Exemplu de plan de irigație

Cultura	Suprafața (ha)	Numărul udărilor	Termenul udărilor		Zile de udare	Ore de lucru efectiv	Norma de udare (m ³ /ha)	Debitul instalației de aspersiune
			Început	Terminat				
C	22	1	15.V	18.V	4	56	300	32,7
			1.VI	6.VI	5,5	77	400	31,8
		3	26.VI	29.VI	4	50	300	33,0
		Înainte de însămânțare	1.VIII	4.VIII	4	56	200	22,0
A	23	1	19.V	25.V	7	98	300	28,0
		2	9.VI	17.VI	9	126	500	36,6
		3	6.VII	13.VII	8	112	400	33,0
B	11	1	31.V	1.VI	1,5	21	200	30,0
		2	18.VI	19.VI	2	28	300	33,0
		3	30.VI	2.VII	3	42	500	36,0
		4	21.VII	23.VII	3	42	500	36,7
		5	12.VIII	15.VIII	4	56	400	22,0
E	23	1	12.V	14.V	3	42	200	30,0
		2	26.V	30.V	5	70	300	27,6
		3	20.VI	23.VI	4	56	300	34,5
		4	14.VII	20.VII	7	84	400	30,7
		5	27.VII	31.VII	5	70	300	27,6
		6	5.VIII	9.VIII	5	70	300	27,6
D	5	1	19.V	25.V	7	98	100	1,4
		2	26.V	30.V	5	70	200	3,3
	11	3	7.VI	8.VI	2	28	300	33,0
		4	24.VI	25.VI	2	28	300	33,0
		5	3.VII	5.VII	3	42	400	28,8
		6	24.VII	26.VII	3	42	400	28,8
	5	7	1.VIII	4.VIII	5	70	400	8,0
		8	10.VIII	11.VIII	2	28	500	25,0
	1	9	16.VIII	17.VIII	2	28	500	25,0

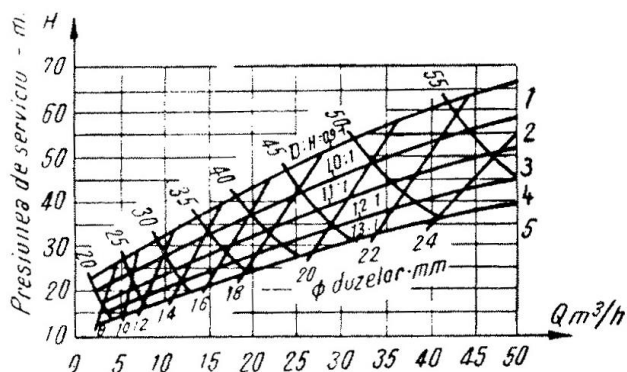


Fig. 6.179. Grafic pentru determinarea debitului Q (m³/h) și razei de bătaie D (m) la aspersoare tip rotativ, cu duze $\varnothing = 8-24$ mm și cu presiuni de serviciu H (m): 1 – foarte fină; 2 – fină; 3 – mijlociu fină; 4 – mijlociu grosieră; 5 – grosieră.

Cu ajutorul graficului din figura 6.180 (Cazacu E. și Dorobanțu M.) se determină suprafața teoretică S deservită de o instalație de aspersiune într-o perioadă

de vegetație, în funcție de valoarea hidromodulului λ , de debitul instalației q și de pierderile de apă ($\sim 10\%$ q), deci:

$$S = \frac{q}{1,1\lambda} \quad (6.141)$$

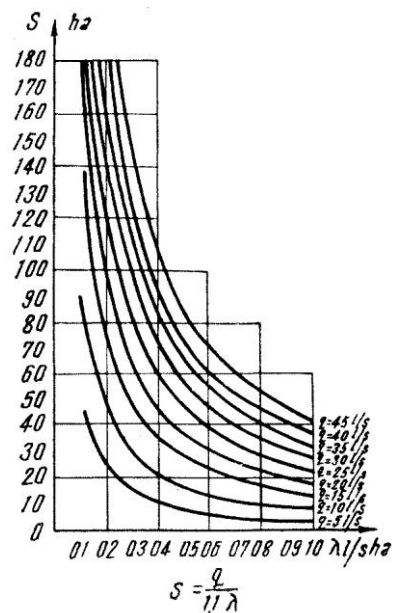


Fig. 6.180. Grafic pentru stabilirea suprafeței teoretice deservite de o instalație de aspersiune într-o perioadă de vegetație.

În graficul din figura 6.181 se reprezintă timpul de staționare a instalațiilor de aspersiune într-o poziție de lucru (Cazacu E. și Roșca M., 1963).

Graficul se folosește astfel: din punctul de pe abscisa ce reprezintă debitul instalației q (l/s) – cadran II – se ridică o verticală

până la curba ce reprezintă norma de udare m (m³/ha); din acest punct se duce o paralelă la abscisă, până la intersecția linei oblice ce reprezintă suprafața S udată dintr-o poziție de lucru – cadran I; de aici se coboară o verticală în cadranul IV până întâlnește linia corespunzătoare pierderilor de apă ε (% q) și se continuă pe orizontală pentru a se determina, pe ordonată, timpul de staționare T (min).

În graficul din figura 6.182 se reprezintă coeficientul de folosire a timpului pentru instalațiile de aspersiune (de exemplu I.A.C.), în funcție de mărimea normei de udare m , debitul instalației Q , suprafața deservită dintr-o poziție S_0 , timpul necesar mutării t și coeficientul de corecție corespunzător defecțiunilor mecanice. Interpretarea diagramei 6.182 se face similar celei din fig. 6.181.

Aspecte generale. Până în prezent, aspersoarele cu productivitate ridicată nu asigură calitatea ploii și

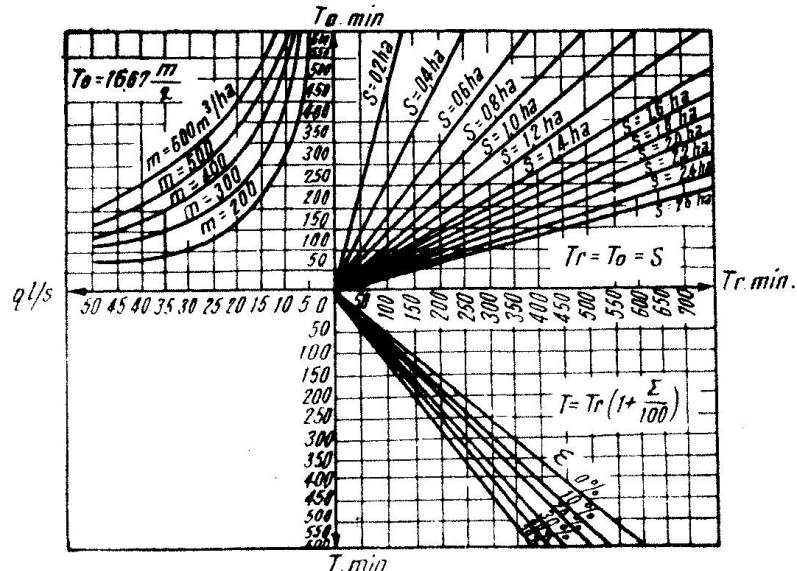


Fig. 6.181. Grafic pentru stabilirea timpului de staționare a instalațiilor de aspersiune într-o poziție de lucru.

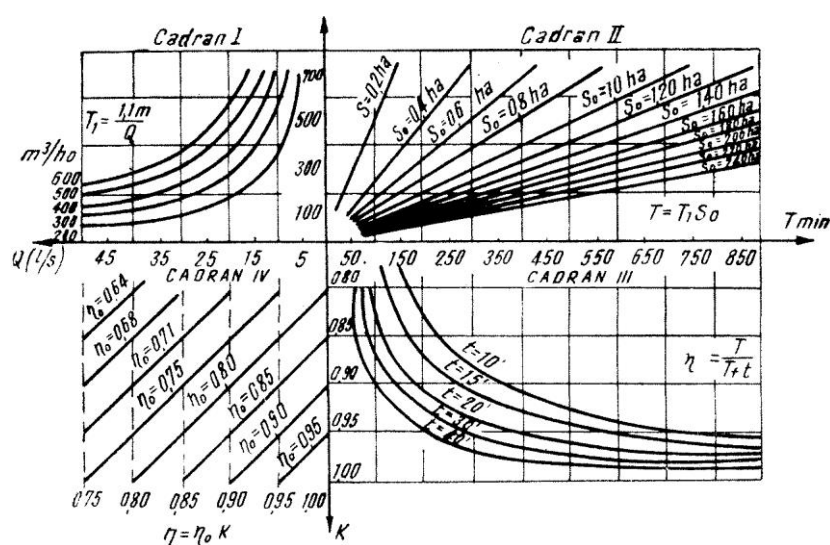


Fig. 6.182. Grafic pentru stabilirea coeficientului de folosire a timpului la I.A.C.: T_1 – timpul de staționare (al instalației) pe unitatea de suprafață; m – norma de udare; Q – debitul instalației; T – timpul de staționare a instalației pentru udarea suprafeței S_0 deservită dintr-o poziție; η – randamentul funcție de timpul de staționare în poziția T și de timpul necesar mutării t ; η_0 – randamentul real, funcție de coeficientul de corecție $K = 0,75-1$ și de η .

reclamă cheltuieli mari de energie. Consumul de energie pentru o ploaie de 1 mm, la presiunea și randamentul H (m), respectiv η , este:

$$\frac{H}{36,7} \text{ [kWh/ha]} \quad (6.142)$$

în care:

$$H = h_s + h_f + h_0$$

h_s – este presiunea de pulverizare la ștuț;

h_f – pierderile de sarcină pe conductă;

h_0 – înălțimea geodezică.

Din cele de mai sus rezultă că pentru udarea unui ha, consumul de energie este mai mare în cazul aspersoarelor cu jet lung și presiune mare. La 1 ha suprafață irigată prin aspersiune este necesară o putere instalată de 0,2-0,45 kW, iar consumul de energie pentru efectuarea unei udări de 30 mm este de 40-100 kWh și forța de muncă de 0,3-2,4 zile-om.

Ayres, H.A. (S.U.A., 1960), analizând aspectul

economic al irigației prin aspersiune cu aspersoare mobile, arată că: „Analizându-se principiile unui proiect de irigație prin aspersiune rentabil în condițiile regiunilor subumede, se ajunge la concluzia că numărul de aspersoare necesare unei instalații are o importanță economică redusă, întrucât costul acestora rareori depășește 8% din costul utilajului mobil; în schimb cheltuielile de energie sunt foarte mari, ceea ce conduce la necesitatea ca tipul de aspersor să fie astfel ales, încât să fie nevoie de un minimum de presiune pentru a asigura o distribuție satisfăcătoare a apei”. În această idee se încadrează și tipurile de instalații de aspersiune semistaționare franceze, cu aspersoare pe suporturi glisanti marca SEPPIC (v. fig. 6.158).

Ideea care mai domină încă cu privire la inutilitatea nivelării terenurilor irigabile prin aspersiune (sau nivelare ușoară) conduce la importante prejudicii, legate de procesele de înmlăștinare și salinizare secundară a solurilor (de exemplu în Sistemul de irigații Stoenesti-Olt) și de distribuție neuniformă a îngrășămintelor.

De asemenea, intensitatea mare a ploii, lipsa unor perdele de protecție a sectoarelor de irigație contra vânturilor cu $V > 2,5$ m/s sunt alte cauze care produc degradarea prin eroziune a terenurilor, în special cele în pantă (de exemplu Valea Carasu).

Din succinta prezentare a unor aspecte de exploatare, rezultă necesitatea presantă a dezvoltării unei importante baze de cercetare științifică privind problema aspersiunii și a utilajelor recomandabile în țara noastră.

La Catedra de Hidroameliorații a Institutului Politehnic Iași se află în curs de execuție un stand (fig. 6.183) pentru studiul pluviometriei și caracteristicilor aspersoarelor ce se construiesc la întreprinderea „Armătura” Cluj, cu care se colaborează.

În fig. 6.184 se văd unele detalii ale turnului (a) în care funcționează aspersorul, precum și ale cabinei de înregistrare (b).

În același scop s-au amenajat platforme, standuri și instalații în diferite țări: Italia (Standul U.M.A. Bologna, 1954), Franța (Irrifrance-Paulhan), Australia ș.a.

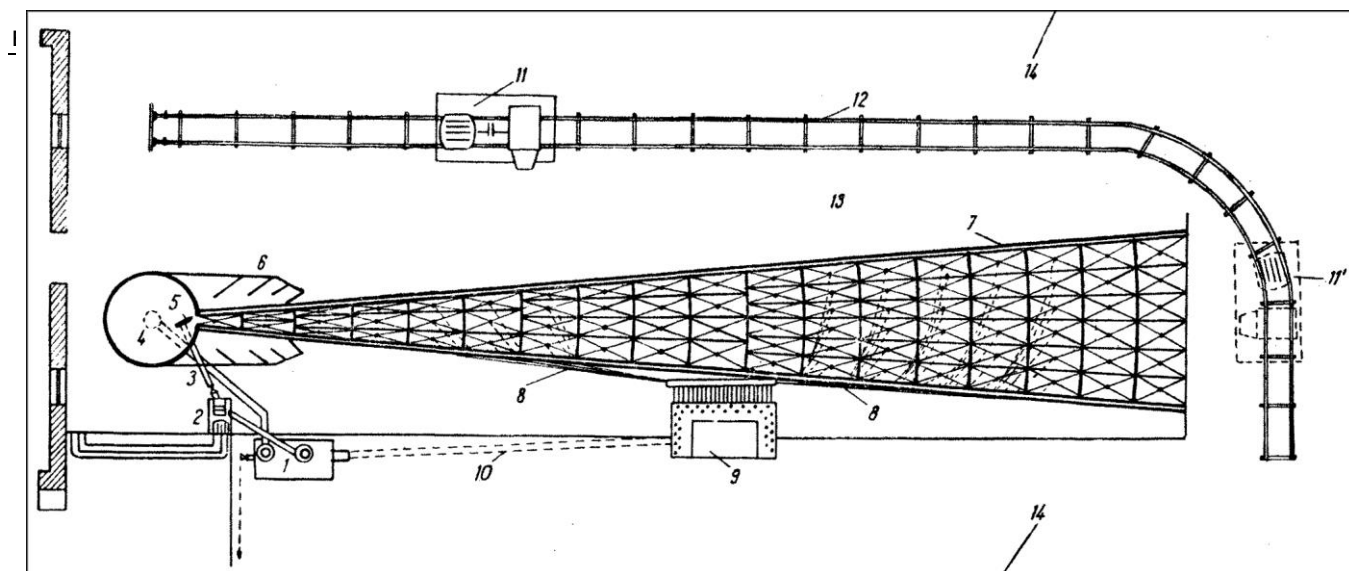


Fig. 6.183. Stand pentru studiul pluviometriei aspersoarelor (Catedra de Hidroameliorații, Institutul Politehnic Iași):

1 – rezervor de aspirație și recirculare a apei; 2 – electropompă ($H = 40-60$ m); 3 – conductă de refulare $d = 4''$ cu vane; 4 – turn pentru colectarea și recuperarea apei de la aspersor; 5 – aspersor; 6 – paravan pentru limitarea și colectarea apei căzută în zona alăturată sectorului pluviometric; 7 – platformă pluviometrică; 8 – tuburi de legătură între sectorul pluviometric și panoul de înregistrare; 9 – cabină cu dispozitive de comandă și înregistrare; 10 – conductă de scurgere a apei din tuburile piezometrice și conductă de alimentare a rezervorului; 11, 11' – platformă mobilă cu grup de ventilatoare pentru crearea de curenți de aer; 12 – linie decauville; 13 – platformă (pardoseală) de beton; 14 – perdea de protecție.

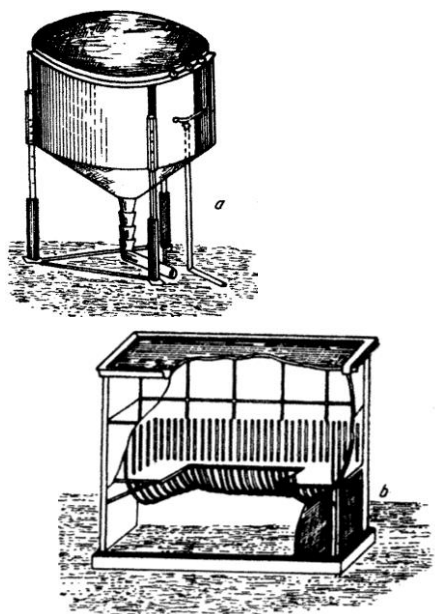


Fig. 6.184. Turnul aspersorului, cabină de înregistrare și comandă.

6.3. TEHNICA IRIGAȚIEI SUBTERANE

6.3.1. GENERALITĂȚI ASUPRA IRIGAȚIEI SUBTERANE

Irigația subterană a apărut la începutul secolului al XIX-lea, aplicându-se prin diverse procedee.

Apa este introdusă în sol printr-un sistem de con-

ducte subterane (drenuri cu orificii, drenuri poroase, jgheaburi, galerii de cârțiță etc.), de unde se răspândește în toate direcțiile, prin circulația capilară și peliculară. Se poate face ca odată cu apa să pătrundă în sol și anumite îngrășăminte dizolvate, necesare plantelor. Pentru a fi irigat subteran, solul trebuie să fie suficient de permeabil, să aibă însușiri capilare accentuate, să nu aibă în profil un procent mare de săruri, iar subsolul trebuie să fie cu permeabilitate redusă.

Avantajele irigației subterane constau în aceea că: permite regularizarea bilaterală a umezelii în sol, păstrează structura solului, nu se pierde din terenul cultivabil, reduce lucrările de nivelare, nu cere cheltuieli mari de exploatare – întreținere, creează premise pentru automatizarea irigației etc. În comparație cu celelalte metode de irigație, irigația subterană ridică vizibil producția la ha (de exemplu la roșii s-au obținut 588 q/ha, față de 284 q/ha la irigația prin aspersiune și 396 q/ha la irigația prin scurgere la suprafață (după A. D. Kremenețki).

Ca dezavantaje ale irigației subterane pot fi citate:

- umezirea insuficientă a stratului superior de sol;
- pierderi de apă în subsol prin infiltrație, dacă acesta nu este impermeabil;
- posibilitatea colmatării și înfundării tuburilor subterane cu material fin sau cu rădăcinile plantelor; costul mare al investițiilor;
- influența nefavorabilă pe care o are, favorizând ridicarea sărurilor din sol, ceea ce face ca această metodă să nu poată fi folosită la solurile expuse salinizării.

Metoda de irigație subterană se găsește în stadiu experimental, urmând să mai fie puse la punct o serie de probleme de ordin teoretic și practic, printre care și intensificarea condensării vaporilor de apă din aerul ce se găsește în sol.

6.3.2. PRINCIPII DE BAZĂ ÎN FUNCȚIONAREA IRIGAȚIEI SUBTERANE

La baza metodelor de irigație subterană stau diferite principii, care au impus atât dezvoltarea metodelor cât și felul dispozitivelor de udare respective.

În primul rând se pornise de la ideea de a pune la dispoziția rădăcinilor plantelor umiditatea necesară, prin ridicarea nivelului apei freatice până aproape de stratul de sol ocupat de aceste rădăcini.

Dacă în unele cazuri această metodă aplicată cu precauție a dat rezultate, în general însă, pericolul înmlăștinării sau salinizării era de neînălțurat.

Un principiu mai nou pe baza căruia au fost dezvoltate metode mai perfecționate, dar mai costisitoare, constă în combinarea irigației subterane cu drenajul, realizându-se astfel în sol regularizarea bilaterală, continuă sau periodică, a regimului de apă.

La baza acestor metode mai perfecționate stă proprietatea solului de a absorbi apa. Capacitatea de absorbție a unui sol depinde și de umiditatea lui. Ea este mai mică la o umiditate mai mare și invers (figura 6.185).

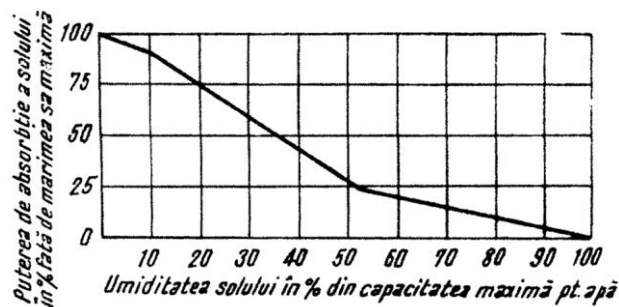


Fig. 6.185. Dependenta capacității de absorbție a solului de umiditate.

6.3.3. SISTEME DE IRIGAȚIE SUBTERANĂ

La sistemele de irigație subterană cu acțiune continuă solul absoarbe apa adusă din sursă (prin conducte) doar când duce lipsă de umiditate, sau restituie apa colectorului în momentele de surplus de umezeală.

La sistemele de irigație subterană cu acțiune periodică apa este furnizată numai la anumite perioade prin conductele subterane (drenuri), când apa este absorbită de sol (fig. 6.186).

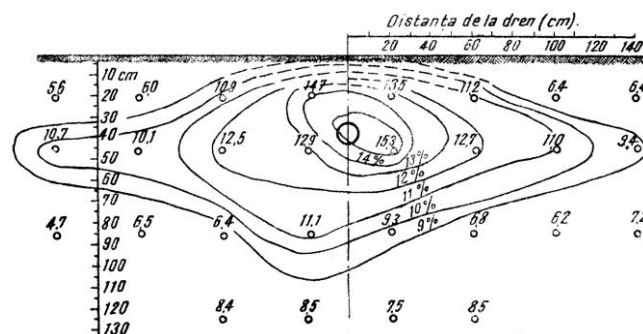


Fig. 6.186. Răspândirea apei în pământ în jurul liniei de drenuri din beton permeabil.

Dacă aceste conducte funcționează sub presiune (cu instalații de barare), acțiunea acestora se adaugă la puterea de absorbție a solului, astfel că apa se răspândește mai repede și la distanțe mai mari. Și în cazul sistemelor fără instalații de remuu se înregistrează funcționarea sub presiune oarecare, dictată de diferența între nivelul apei în sursa de alimentare și axul drenului (fig. 6.187). Această presiune fiind însă neuniformă de-a lungul conductei, conduce la grade diferite de umezire a solului.

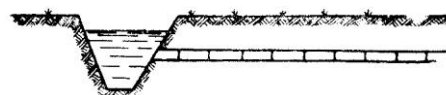


Fig. 6.187. Alimentarea cu apă a drenului (schemă)

În scopul uniformizării presiunii de-a lungul conductei și deci al umezirii uniforme a solului, s-au studiat o serie de soluții: construirea liniei de drenuri din tuburi cu diametre și lungimi diferite; instalarea unor diafragme-regulatoare pe conducte la distanțe stabilite prin calculul barărilor; instalarea conductelor în jgheaburi umplute cu material filtrant.

Ultimele două soluții, prezentând indici satisfăcători, au condus la elaborarea unor sisteme proprii, care se prezintă în continuare.

6.3.3.1. Sistemul de irigație subterană cu presiune și scurgere periodică

Se compune: dintr-o conductă principală, impermeabilă, alcătuită din tuburi de argilă smălțuită, cu $D = 10-12,5$ cm și o lungime de 75 cm, sub presiune (0,2-2 m); din liniile de tuburi (drenuri) de irigație (alimentate de conducta principală), cu $D = 6-8$ cm, $l = 33$ cm, $I = 0,0025-0,004$, situate la adâncimea de 50 cm, și la 5-8 m între ele; dintr-un canal colector de desecare (fig. 6.188).

Pe fiecare linie de tuburi (drenuri), la început și apoi la intervale de 30-120 m (în funcție de pantă), se instalează tuburi verticale cu instalații pentru reglarea remuului (fig. 6.189).

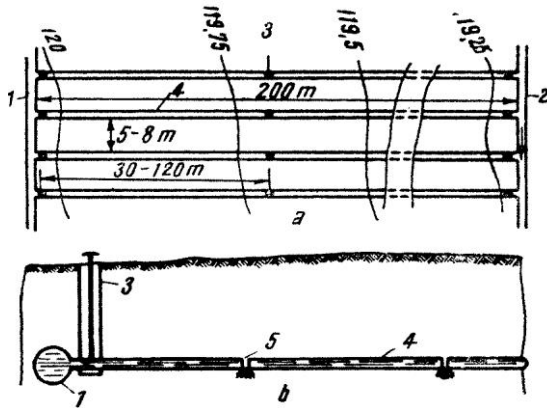


Fig. 6.188. Schema sistemului de irigație subterană cu presiune: a – plan; b – secțiune; 1 – conductă principală; 2 – canal colector; 3 – conductă verticală cu vană de reglare; 4 – dren de irigație; 5 – îmbinare.

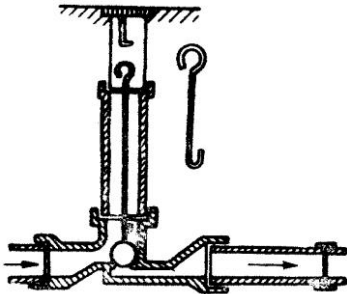


Fig. 6.189. Schema de funcționare a dispozitivului vertical sistem „Schacht” pentru reglarea scurgerii.

Pentru asigurarea umezirii uniforme prin reglarea presiunilor s-au construit regulatori automați de presiune care se pot instala în conductele de irigație (drenaj), ca și în cele de distribuție (fig. 6.190).

Funcționarea regulatorului de presiune se bazează pe folosirea supapei cu arc (sau greutate), etalonată la o anumită presiune, în manșonul de admisie (S. S. Zavodnov și V.K. Morozov, 1960).

La proiectarea regulatorului de presiune trebuie să se stabilească legătura dintre mărimea deschiderii supapei δ , presiunea apei în conductă H și forța care apasă asupra arcului P . În cazul când arcul trebuie să mențină supapa închisă până la o presiune oarecare H_0 – impusă de înălțimea de barare – atunci el va trebui comprimat de către forța P cu mărimea δ_0 :

$$\delta_0 = k_p \cdot H_0 \cdot \omega \quad (6.143)$$

în care:

k_p este un coeficient care caracterizează însușirile elastice ale arcului;

ω – suprafața bazei supapei.

Când presiunea în conductă $H_c > H_0$, atunci supapa se deschide, iar deformația arcului δ_1 va fi:

$$\delta_1 = k_p \cdot H_c \cdot \omega \quad (6.144)$$

Așadar deschiderea supapei δ va fi dată de diferența deformațiilor δ_1 și δ_0 :

$$\delta = \delta_1 - \delta_0 = k_p \cdot \omega \cdot (H_c - H_0) \quad (6.145)$$

Dependența între presiunea apei în conductă H , necesară asigurării unei umezări uniforme, și sarcina arcului P , pentru anumite diametre ale conductei de drenaj, se dă în graficul din figura 6.191.

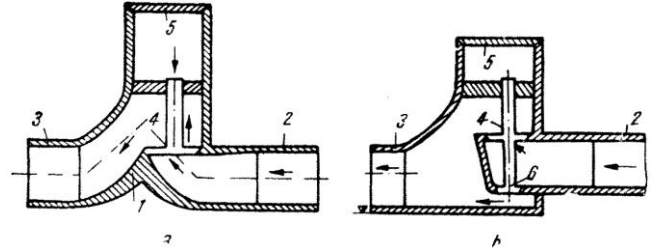
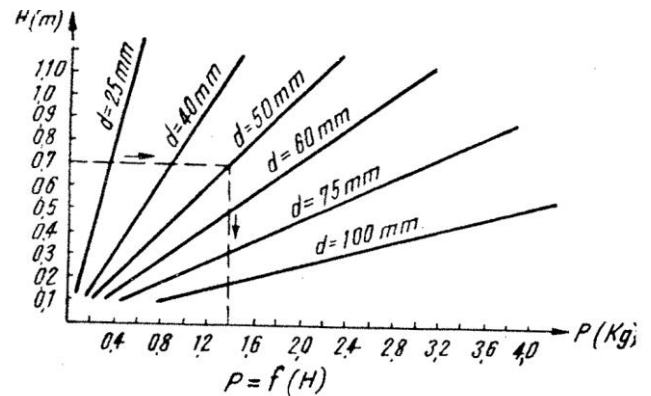


Fig. 6.190. Schemele regulatorilor de presiune: a – fără supapă auxiliară; b – cu supapă auxiliară; 1 – corp; 2 – manșon de admisie; 3 – manșon de evacuare; 4 – supapa principală; 5 – capacul corpului; 6 – supapă auxiliară (care face corp comun cu cea principală) – supapă diferențială.



Presiunea în fața regulatorului (cm)	20	40	60	80	100	120	140	160
Sarcina arcului (greutatea supapei - g) d=40 mm	230	450	710	938	1130	1440	1710	2040

Fig. 6.191. Graficul dependenței greutății supapei de presiunea din conductă.

Pentru $H = H_c$ se poate scrie:

$$\delta = k_1 (H - H_0) \quad (6.146)$$

Știind că expresia debitului Q ce trece prin orificiul supapei ω este:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gh} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (6.147)$$

în care:

$$\omega = \pi \cdot d_c \cdot \delta \cdot 10^{-6} \quad [\text{m}^2];$$

d_c – diametrul interior al scaunului supapei

rezultă:

$$\delta = \frac{Q}{\pi \cdot \mu \cdot d_c \cdot 10^{-6} \sqrt{2gh}} \quad [\text{mm}] \quad (6.148)$$

Deoarece $\delta = f(Q, d_c, H)$, rezultă că se poate calcula mărimea deschiderii supapei δ din formula de mai sus, întrucât debitul conductei, diametrul său și presiunea sub care trebuie să funcționeze sunt elemente cunoscute.

6.3.3.2. Sistemul de irigație subterană fără presiune și cu scurgere periodică

Sistemul preconizat de V.G. Kornev constă din jgheaburi subterane impermeabile, din beton, material plastic, cărămidă ș.a. umplute cu nisip, în care se așază conductele de drenaj (fig. 6.192).

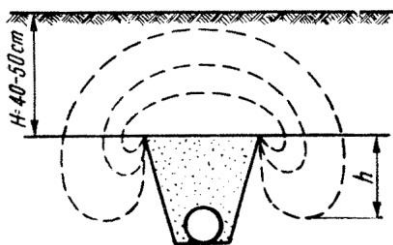


Fig. 6.192. Irigația subterană fără presiune, cu jgheaburi impermeabile.

Cu cât este mai mică valoarea h , adică adâncimea la care se găsește centrul tubului față de nivelul superior al jgheabului, cu atât mai multă apă capilară pătrunde în sol prin stratul de nisip, iar jgheaburile pot fi așezate la intervale mai mari între ele, și invers; în schimb însă, pierderile de apă prin scurgere în adâncime se măresc și ele.

6.3.3.3. Sistemul combinat de irigație subterană cu presiune și scurgere periodică – cu regulatori de presiune și jgheaburi

Acest sistem întrunește avantajele prezentate de cele două sisteme descrise: uniformitatea presiunii, reducerea pierderilor de apă în subsol și automatizarea funcționării. Jgheabul este format din tronsoane limitate prin panouri frontale din ceramică, beton, PCV etc. (fig. 6.193).

Conducta de drenaj are orificii filtrante numai în limita tronsoanelor de jgheab, deci alimentează numai pe aceste sectoare. Pe sectorul intermediar 4, lipsit de orificii, se instalează regulatorul de presiune 6.

Numărul regulatorilor automați de presiune n necesari pe o conductă de drenaj, de lungime L și pantă I , pentru irigații, în scopul asigurării unei presiuni uniforme H_0 pe întreaga lungime, se află:

$$n = \frac{L \cdot l \cdot k}{H_0} \quad (6.149)$$

în care:

k este un coeficient care ține seama de apropierea regulatorilor de presiune.

Distanța între regulatorii de presiune l va fi:

$$l = \frac{L}{n} = \frac{H_0}{l \cdot k} \quad (6.150)$$

În funcție de panta terenului, rețeaua de irigație subterană se poate amplasa în schemă transversală (fig. 6.194.a) și în schemă longitudinală (fig. 6.194.b).

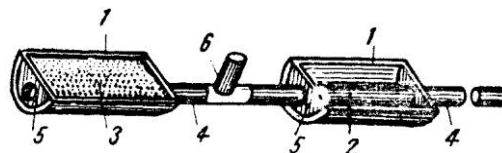


Fig. 6.193. Construcția liniei conductelor de drenaj pentru irigații: 1 – jgheabul; 2 – conductă de drenaj pentru irigații; 3 – nisip; 4 – conductă intermediară; 5 – panou; 6 – regulator de presiune.

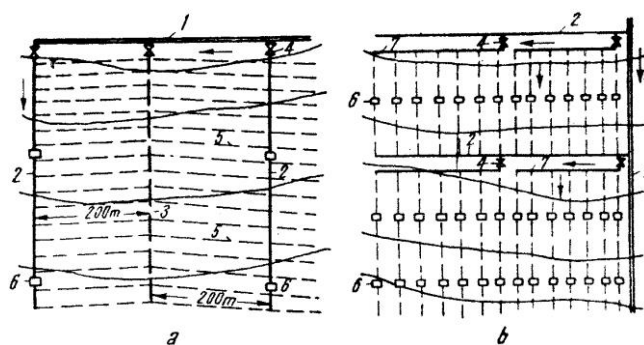


Fig. 6.194. Schema de amplasare a sistemului de irigație subterană: a – schemă transversală; b – schemă longitudinală: 1 – conductă de aducțiune; 2 – conductă de distribuție; 3 – conductă de evacuare (aer, apă) și spălare; 4 – vane; 5 – conductă de drenaj pentru irigații; 6 – regulator de presiune; 7 – conductă auxiliară.

6.3.3.4. Sistemul de irigație subterană prin drenuri cârțiță

Introducerea sistemului de irigație subterană cu drenuri tip galerii de cârțiță este urmarea tendinței de reducere a cheltuielilor de amenajare și de materiale. Execuția se face cu ajutorul plugului folosit la drenajul cârțiță (fig. 6.195); se poate folosi plugul de vie tractat VUM-60 la care se montează dispozitivul lamă-drenor.

Cercetările efectuate la noi în țară (N. Oanea, 1957), pe cernoziom castaniu format pe loess, au indicat execuția favorabilă a drenurilor cârțiță cu $d = 8$ cm și $h = 35-40$ cm, $D = 100$ cm, lucrând cu apă sub presiune; în aceste condiții drenurile rezistă un singur sezon de irigație. Pe lăcoviștile grele din Brăila–Dunărea–Siret, drenurile cu diametre mai mari au rezistat mai bine.

Execuția pe cernoziomuri luto-nisipoase este considerată ca dând rezultate satisfăcătoare. Alimentarea cu apă a drenurilor cârțiță se poate face din canale deschise (fig. 6.196) sau din conducte prevăzute cu ajutoare la distanțe impuse de distanța dintre drenuri.

Pentru protejarea gurii drenurilor cârțiță (contra înmuierii) se consolidează cu tuburi din ceramică sau PCV.

În fig. 6.197 se poate urmări variația umezirii solului în cele două regimuri de funcționare a drenurilor – fără presiune (fig. 6.197.a) și cu presiune (fig. 6.197. b).

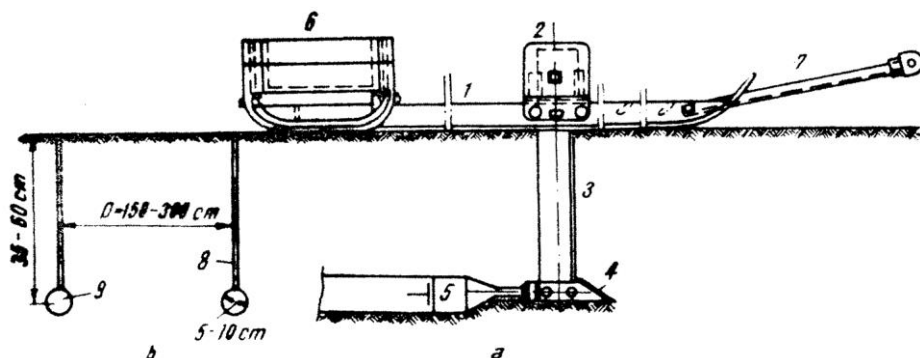


Fig. 6.195. Execuția drenajului cârțiță: a – plugul cârțiță; b – secțiune transversală prin liniile de drenuri; 1 – talpă; 2 – dispozitiv pentru reglarea adâncimii; 3 – lama verticală; 4 – drenorul cârțiță (6,5 cm); 5 – dispozitivul de lărgire (7,5 cm); 6 – ladă cu balast pentru echilibru; 7 – tracțiune; 8 – deschiderea verticală; 9 – drenul tip galerie cârțiță.

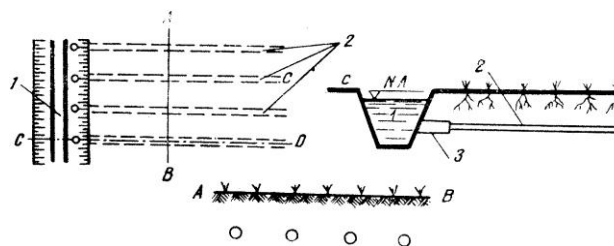


Fig. 6.196. Irigația prin drenuri cârțiță: 1 – canal de alimentare; 2 – drenuri cârțiță; 3 – tub dren (consolidat)

9.3.3.5. Sistemul de irigație cu drenuri cârțiță consolidate

La unele sisteme de irigație subterană cu drenuri tip galerii cârțiță, pereții acestor galerii se consolidează cu beton foarte permeabil.

Dispozitivul cu ajutorul căruia se execută aceste galerii tip cârțiță este astfel construit încât odată cu tăierea galeriilor, toarnă betonul și construiește tuburile de consolidare. (El este compus dintr-un plug-cârțiță, montat pe un tractor cu șenile de 40 CP, pe care se află și un buncăr pentru executarea amestecului de beton, precum și dintr-un dispozitiv pentru alinierea și asigurarea pantei). Datorită vitezei reduse – 4 m/min – dispozitivul asigură aderența conductei poroase cu terenul, în vederea circulației continue a apei prin capilaritate, între conductă și sol.

Pentru ca apa să poată pătrunde prin porii conductei, irigația trebuie făcută cu apă limpede. Dacă apa nu este perfect limpede, se trece prin mici decantoare sau filtre instalate la intrarea în conductele poroase (fig. 6.198).

Sistemul de irigație subterană fără presiune și scurgere continuă realizând o regularizare bilaterală a regimului de apă în sol va fi prezentat la „sistemul cu vacuum”.

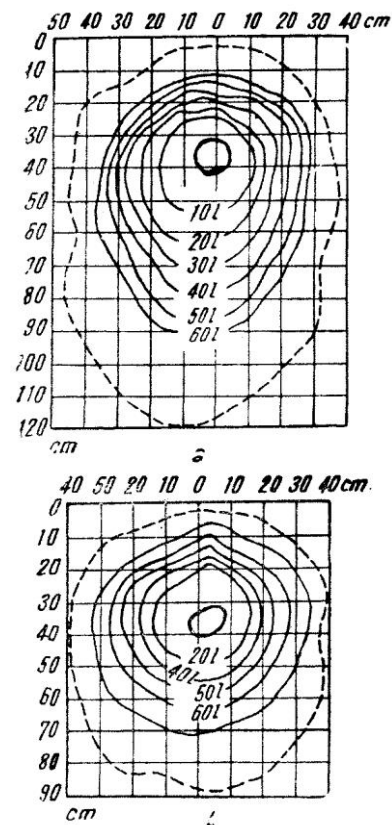


Fig. 6.197. Variația umezirii solului la udarea subterană fără presiune (a) și cu presiune (b).

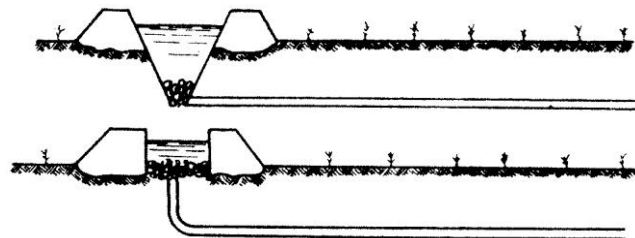


Fig. 6.198. Amenajări simple pentru limpezirea apei ce alimentează drenurile poroase.

6.3.4. CALCULUL NECESARULUI DE APĂ PENTRU IRIGAȚIA SUBTERANĂ

Cantitatea de apă q care poate pătrunde în sol prin pereții poroși ai conductei de irigație, la unitatea de lungime și în unitatea de timp, este direct proporțională cu suprafața și cu presiunea apei h :

$$q = \alpha \cdot \pi \cdot d \cdot k \cdot h = b \cdot \varepsilon \quad (6.151)$$

în care:

α este un coeficient mai mic decât 1;

k – coeficientul de conductibilitate al apei din tub;

b – distanța dintre tuburi;

ε – consumul de apă prin evapotranspirație de pe o suprafață de 1 m^2 , în unitatea de timp.

Debitul de apă dintr-un șir de tuburi de lungime l va fi la irigația subterană continuă:

$$Q_0 = q \cdot l = \frac{b \cdot l \cdot \varepsilon}{86,4} \text{ [l/s]} \quad (6.152)$$

iar la irigația subterană periodică:

$$Q_1 = \frac{m \cdot b \cdot l}{86,4 \cdot \tau \cdot 10^4} \text{ [l/s]} \quad (6.153)$$

în care:

m este norma de udare necesară, în m^3/ha ;

τ – durata udării suprafeței dintre conducte, care trebuie astfel aleasă ca să nu aibă loc infiltrații în adâncime.

Timpul t de difuziune orizontală capilară a apei, de-a lungul liniei de drenaj l până la distanța $\frac{b}{2}$ este:

$$t = \frac{l^2}{2kH_0} \quad (6.154)$$

Pentru o corectă distribuție a apei în subsol, distanța b trebuie stabilită conform relației:

$$b \leq 2\sqrt{2kH_0 t} \quad (6.155)$$

în care:

H_0 – înălțimea ridicării capilare a apei în solul dat.

6.4. CONSIDERAȚII ASUPRA MĂRIMII SUPRAFEȚEI IRIGABILE ÎN ZONE CU UMIDITATE INSTABILĂ ȘI CU SURSE REDUSE DE APĂ

Mărirea suprafeței care se poate uda în fiecare an, într-o anumită unitate naturală sau administrativă, este în funcție de gradul de secetă al anului și de acoperirea deficitului total de producție al gospodăriei.

Deoarece gradul de secetă și în funcție de acesta, necesitatea irigației, precum și mărirea normei de irigație M , variază pe ani în zonele cu umiditate instabilă, se poate stabili, pentru fiecare unitate sau bazin, mărirea suprafețelor de irigat cu ape locale (pâraie, izvoare și alte surse), prin construirea curbei de repartizare a veniturilor și cheltuielilor de umiditate (fig. 6.199).

Mărirea Ω_i (ha) a suprafeței care trebuie irigată într-un anumit an, pentru a asigura recolta necesară E_y (q/ha) trebuie să fie atât de mare, încât să dea diferența de producție $D_{(q)}$ dintre producția totală necesară a unității $P_{(q)}$ și recolta R ce se obține de pe terenurile neirigate în anii secetoși $D = P - R$, adică:

$$\Omega_i = \frac{D}{E_y} \quad (6.156)$$

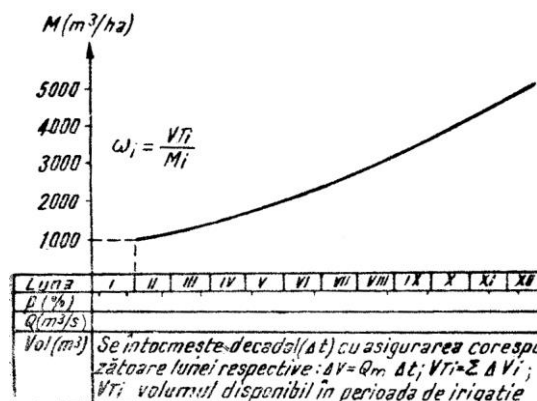


Fig. 6.199. Dependenta suprafeței irigabile de posibilitățile sursei de apă și mărirea normei de irigație.

Ca metode de irigație se recomandă aspersiunea cu agregate și instalații mobile și sistemele cu conducte transportabile, ca și irigația prin bazine temporare cu apă de proveniență locală. Sistemele cu regularizare bilaterală, de tipul celor reversibile și mixte, sunt indicate în asemenea situații, în funcție desigur de condițiile locale

6.5. REPARTIZAREA ȘI FOLOSIREA APEI ÎN SISTEMUL DE IRIGAȚIE

6.5.1. LEGĂTURA ÎNTRE PROBLEMELE DE IRIGAȚII – DESECĂRI ȘI CELE DE ORGANIZAREA ÎN PERSPECTIVĂ A TERITORIULUI SUPUS AMENAJĂRII

Realizarea unor sisteme de irigații și desecări corespunzătoare – la nivelul tehnicii actuale – obligă încadrarea nemijlocită a acestora în proiectele de dezvoltare tehnico-economică în perspectivă a teritoriului respectiv, în scopul asigurării cu apă a tuturor folosințelor în dezvoltare, precum și în scopul armonizării soluțiilor de amenajare cu cele de sistematizare.

Problema este la fel de importantă la nivel gospodăresc, cât și inter-gospodăresc, interzonal etc., în funcție de mărirea sistemului de irigație și zona sa de influență. În toate cazurile, procesul proiectării sistemului de irigație trebuie armonizat cu planul de dezvoltare în perspectivă a teritoriului.

Pentru exploatațile situate în perimetrul sistemelor de irigații și desecări, organizarea teritoriului este indisolubil legată de proiectarea sau îmbunătățirea acestor sisteme, atât ca sistematizare cât și ca mărime și ordine de aducțiune sau evacuare a debitelor de apă pentru asigurarea tuturor cerințelor.

În unitățile noi irigabile și desecabile, organiza-

rea intergospodărească trebuie să rezolve două probleme: formarea de noi gospodării irigate și desecate și reorganizarea gospodăriilor existente în legătură cu introducerea irigației.

O problemă importantă care trebuie rezolvată în procesul de organizare și proiectare este corelarea forțelor de muncă existente în unitate cu mărimea suprafețelor irigabile și cu soluțiile tehnice ale sistemului (de exemplu introducerea automatizării în zonele deficitare etc.).

Edificator din punctul de vedere al economiilor și veniturilor suplimentare, realizate pe un teren proiectat a fi amenajat pentru irigații și desecări, cu executarea concomitentă și a măsurilor de organizare a te-

ritoriului, îl reprezintă teritoriul fostei I.A.S. Vadul Oii – Dobrogea (colaborarea ISPOTA București și D.G.A. Dobrogea), fig. 6.200.

Proiectarea concomitentă a dus la realizarea unor parcele rectangulare cu 25-30% mai mari decât în varianta proiectării separate, iar suprafața totală ocupată de canalele de desecare și irigații și de drenuri, în cazul proiectării conexe, reprezintă doar 1,8% – 108 ha – din suprafața amenajată, față de circa 4,5% – 277 ha – cât reprezintă în cazul proiectării separate; rezultă deci o economie de teren arabil de 169 ha – 2,7%.

Printr-o astfel de proiectare, IAS Vadul Oii a realizat un efect net de 219 lei/ha, din care 65 lei/ha spor de beneficiu de pe surplusul de suprafață arabilă și 150 lei/ha ca urmare a reducerii cheltuielilor de producție (ing. Bold, I. 1964).

Problemele expuse fiind vaste, nu se tratează în lucrarea de față, constituind obiectul unor discipline bine conturate; au fost enunțate numai pentru a se scoate în evidență rolul, importanța și necesitatea tratării în comun a problemelor de irigații și desecări, cu cele de organizare și sistematizare a teritoriului.

6.5.1.1. Corelarea sectoarelor de irigație cu solele asolamentului

Funcționarea și exploatarea sistemului de irigație – deci și proiectarea – se face pe baza regimului de irigație al culturilor, în cadrul sectoarelor, corelate cu solele.

Dimensiunile și forma solelor sunt determinate în mare măsură de cerințele amplasării raționale a parcelelor, a perdelelor de protecție, a canalelor de irigație și desecare și a drumurilor. Lungimea se stabilește în funcție de mecanizarea lucrărilor, de relieful terenului și suprafața solei (raportul între laturi se ia în general de 1:2 – 1:3).

Proiectarea sectoarelor de irigație poate evidenția trei cazuri de amplasare față de solele asolamentului:

1. sola coincide (ca mărime și amplasament) cu sectorul de irigație;
2. sola cuprinde câteva sectoare de irigat;
3. un sector mare de irigat poate cuprinde 2-3 sole.

Sectoarele de irigație se proiectează – ca și solele – cu condiții cât mai omogene din punct de vedere pedologic, al reliefului, al expoziției.

În scopul simplificării organizării udărilor și a întregului proces de exploatare este indicat ca fiecare solă să primească apă dintr-un canal propriu; aceasta se poate realiza când există coincidență între solele asolamentului și sec-

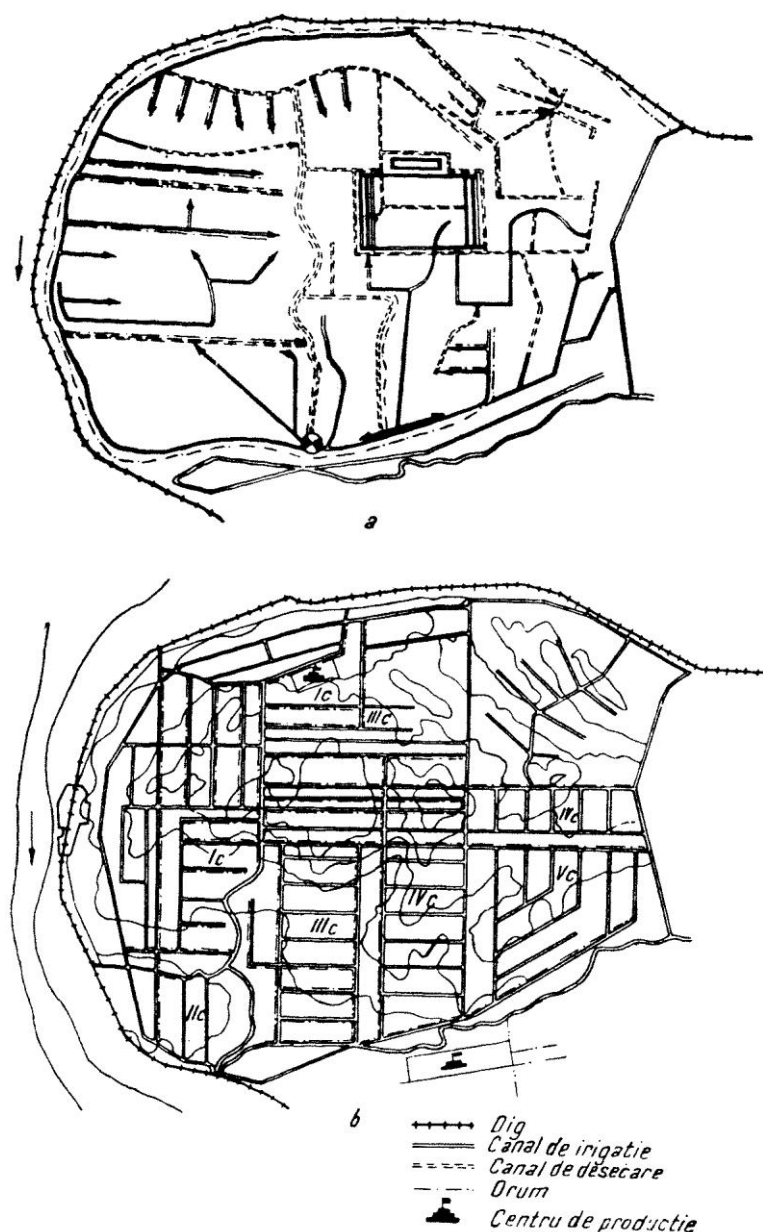


Fig. 6.200. Schița sistemului de irigații și desecări – I.A.S. „Vadul Oii”: a – propuneri fără racordarea cu organizarea teritoriului; b – propuneri cu racordarea organizării teritoriului.

toarele de irigație.

În cazul când sectorul de irigație este mare, putând cuprinde 2-3 sole, atunci fiecare solă trebuie să aibă o formă dreptunghiulară, cu raportul laturilor 1:2, pentru a rezulta sectoare cu laturi paralele.

În cazul când sola este mare, putând cuprinde mai multe sectoare de irigație – cu alimentare și evacuare independentă – forma solei nu are importanță, fiind determinată de laturile sectoarelor.

6.5.1.2. Sectoarele de irigație și sectoarele de brigadă

Sectoarele de irigație sunt deservite de brigăzi și echipe de muncitori și mașini, organizate pe sectoare de brigadă. Proiectarea sectoarelor de brigadă se face prin respectarea următoarelor condiții: sectoarele de irigație să asigure distribuția ușoară a apei între sectoarele de brigadă; între operațiile (timpul) de udare t_u și cele de lucrarea solului după udare t_e să existe o coordonare; se urmărește ca suprafața de udat în 24 de ore să corespundă suprafeței care poate fi lucrată, mecanizat, după udare $\pm a = 1-2$ zile, deci $t_u = t_e \pm a$.

Sectoarele de brigadă pot avea patru poziții:

1. Sectoarele de brigadă cuprind parcele din toate solele asolamentului (fig. 6.201).

2. Se atribuie brigăzii (sectorul de brigadă) sole întregi, învecinate, din asolament, ocupate în fiecare an cu culturi diferite (fig. 6.202).

3. Se atribuie brigăzii (sectorul de brigadă) părți din anumite sole învecinate ale asolamentului, formând sectoare grupate (fig. 6.203).

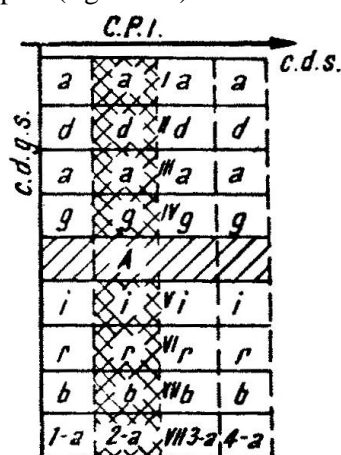


Fig. 6.201. Schema sectorului de brigadă care cuprinde parcele din toate solele asolamentului: 1, 2, 3, 4 – sector de brigadă; I, II, III, IV etc. solele asolamentului; A – clădiri.

4. Se atribuie brigăzii (sectorul de brigadă) toate solele asolamentului (în cazul unităților mici irigate).

Analiza comparativă a celor patru metode de constituire a sectoarelor de brigadă indică metoda I – în special pentru exploatarea mică și medii, permițând

realizarea unor sarcini mai uniforme între brigăzi; pentru întreprinderile mari se pot aplica și metodele II și III.

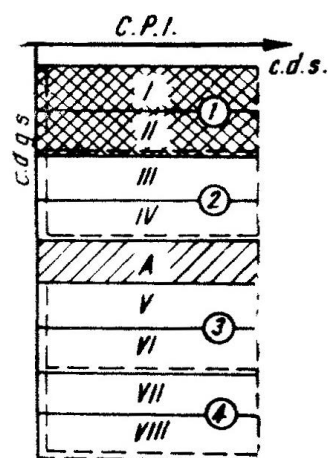


Fig. 6.202. Schema sectorului de brigadă care cuprinde sole întregi învecinate: 1, 2, 3, 4 – sector de brigadă; I, II, III, IV etc. solele asolamentului; A – clădiri.

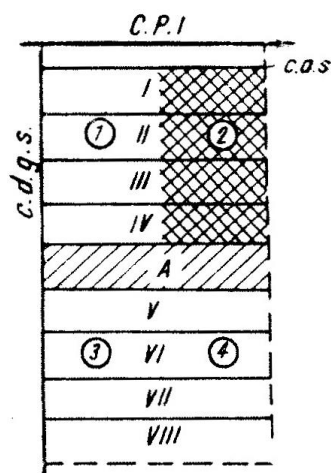


Fig. 6.203. Schema sectorului de brigadă care cuprinde părți din sole învecinate: 1, 2, 3, 4 – sector de brigadă; I, II, III, IV etc. solele asolamentului; A – clădiri.

6.5.2. FOLOSIREA PLANIFICATĂ A APEI ȘI REGIMUL DE FUNCȚIONARE AL SISTEMULUI DE IRIGAȚIE

Regimul de funcționare al sistemului de aducțiune și distribuție este strâns legat de folosirea planificată a apei și de regimul de udare din exploatarea, deci de planurile interne de folosire a apei, a sarcinilor agricole și a forțelor de muncă.

Pentru cazul când fiecare întreprindere primește apa continuu din rețeaua de distribuție, debitul canalului principal de irigație Q_{CPI} este egal cu suma debitelor canalelor de distribuție $\sum Q_{cds}$ ale sectoarelor ce func-

ționează simultan, plus pierderile de apă pe canalul respectiv S_{CPI} :

$$Q_{CPI} = \sum Q_{cds} + S_{CPI} \quad (6.157)$$

Debitul canalului distribuitor ele sector Q_{cds} , care udă o parte a sectorului α într-un timp t , se determină prin relația:

$$Q_{cds} = \frac{\theta \cdot \omega_{sector} \cdot m}{86,4 \cdot t} \text{ [l/s]} \quad (6.158)$$

sau

$$Q_{cds} = \alpha \cdot N \cdot \frac{\tau}{t} Q_{cpi} \quad (6.159)$$

în care:

N este numărul total al cpi alimentate de un canal distribuitor de sector;

τ – durata de funcționare a cpi;

t – perioada în care trebuie udată suprafața α din sector (ω_{sector}).

Când suprafața totală irigată Ω_i este compusă dintr-un singur asolament, atunci:

$$Q_{CPI} = \lambda \Omega_i + S$$

Dacă suprafața unei culturi ce poate ocupa mai multe sole într-un asolament este Ω ha și dacă durata udării optime a culturii respective este T zile și nopți, suprafața de udare în 24 de ore ($\omega_{24 ore}$) va fi $\frac{\Omega}{T}$ și du-

rata t de udare a solei ω va fi $t = \frac{\omega}{\omega_{24 ore}} n'$, zile și nopți,

în care:

n' – este numărul soalelor simultan udate din cultura dată Ω a asolamentului.

În conformitate cu cele de mai sus, durata udării t a unei sole ω se determină prin:

$$t = \frac{\omega}{2n \cdot N \cdot C_u} \text{ zile a 24 de ore} \quad (6.160)$$

în care:

n și N reprezintă numărul brigăzilor de udare n ce lucrează simultan pe solă și a lucrătorilor N dintr-o brigadă la un schimb;

C_u – norma de udare a unui lucrător într-un schimb.

Timpul T_0 și forțele de muncă necesare pentru executarea tuturor udărilor și lucrărilor (n_0) pentru o anumită plantă din asolament ce ocupă o suprafață S_0 se determină prin relația:

$$T_0 = \frac{n_0 \cdot S_0}{C_l \cdot N} \quad (9.161)$$

în care:

C_l este norma de lucru pentru un lucrător.

Debitul de udare se alege astfel ca să nu rezulte secțiuni prea mari de canale sau un număr prea ridicat de muncitori la udare.

Pentru udarea unei culturi în suprafață de ω ha, cu norma m , m³/ha, deci $V = m \cdot \omega$, este necesar un număr N de lucrători:

$$N = \frac{V}{C_u \cdot m}$$

sau

$$V = N \cdot m \cdot C_u \quad (6.162)$$

De aici rezultă mărimea debitului de udare q :

$$q = \frac{V \cdot 1000}{3600 \cdot t} = \frac{V}{3,6 \cdot t} = \frac{N \cdot m \cdot C_u}{3,6 \cdot t} = \frac{\omega \cdot m}{3,6 \cdot t} \text{ [l/s]} \quad (6.163)$$

Luându-se în considerație și randamentul (η):

$$q = \frac{m C_u N}{3,6 t \eta} = \frac{m \omega}{3,6 t \eta} \text{ [l/s]} \quad (6.164)$$

Rezultă că odată cu mărirea productivității muncii de udare C_u va crește debitul de udare q (mănuit de udător) și vor trebui mărite și normele de lucrare a pământului după udare. Scăderea debitului q de udare duce la prelungirea duratei udărilor și la înrăutățirea condițiilor de lucru.

6.5.3. METODE DE DISTRIBUȚIE A APEI ÎN SISTEMUL DE IRIGAȚIE CU CANALE DESCHISE

Pentru proiectarea sistemului de irigație trebuie să se cunoască printre altele și modul de distribuție a apei în interiorul sistemului de irigație, între exploatații (beneficiari), ca și în interiorul exploatației.

Distribuția apei trebuie să asigure:

– udarea corectă și la momentul oportun a terenurilor amenajate;

– asigurarea cu apă a tuturor folosințelor aflate în perimetrul sistemului de irigație și incluse în graficul de consum;

– independența beneficiarilor (exploatații agricole și alte folosințe), în concordanță cu graficul său de consum (programarea).

Este de dorit a se ajunge în irigații la același procedeu de distribuție a apei, ca în rețelele de alimentare cu apă potabilă.

Pentru a se ușura distribuția apei în sistem se recomandă afectarea de canale proprii de distribuție fiecărui beneficiar.

În cazul sistemelor de irigație cu conducte fixe sub presiune, problema este simplificată prin următoarele:

– schemele de amplasare nu reclamă o sistematizare riguroasă ca la rețeaua de canale deschise;

– debitele de transport sunt mai reduse;

– funcționarea și distribuția apei se face ca în alimentări cu apă potabilă (la cerere), apa putând fi

condusă subteran – cu presiune – în orice punct al sectorului de irigație sau de brigadă.

Pornindu-se de la ideea că fiecare beneficiar are dreptul de a dispune independent de apa primită și de necesitatea încărcării uniforme, în exploatarea prizei de apă a sistemului de irigație și a personalului de serviciu, rezultă că distribuția apei între beneficiari trebuie să se deosebească de distribuția apei în interiorul exploatarei; este natural însă că trebuie să existe între ele o strânsă legătură.

Distribuția apei în sistemul de irigație se poate face prin rotație; prin alimentare continuă – permanentă; prin alimentare la cerere.

Alegerea uneia dintre aceste metode depinde de:

- suprafața sistemului de irigație;
- tipul exploatareilor, mărimea acestora, organizarea forțelor de muncă și a parcurilor de mașini;
- graficul consumului de apă pe asolamente, exploatarea și sistem;
- cerințele de apă ale celorlalte ramuri ale economiei etc.

6.5.3.1. Distribuția apei prin rotație

Se face trimițând apa pe rând beneficiarilor sistemului, prin canalele ce le deservesc.

Se poate face: rotația pe canalul de aducțiune (magistral), rotația pe canalele de distribuție dintre exploatarea, rotația pe canalele principale de irigație ale exploatareilor, rotația combinată, rotația mixtă¹.

Rotația apei pe canalul principal de irigație al exploatarei este cea mai indicată metodă, dând posibilitatea beneficiarului să dispună în permanență de apă. Aceasta se caracterizează prin faptul că în toată perioada de vegetație, canalul magistral duce apă pe toată lungimea lui, alimentând în același timp toate canalele de distribuție dintre exploatarea, iar acestea duc permanent apă pe toată lungimea lor, alimentând continuu toate canalele principale de irigație ale beneficiarilor. Canalele principale de irigație alimentează cu apă, prin rotație, canalele distribuitoare de sector și deci și canalele provizorii (fig. 6.204).

În cazul unei aducțiuni continue de apă, debitul canalului principal de irigație al exploatarei se determină după graficul regimului de irigație.

Pentru determinarea debitului canalului principal de irigație al exploatarei (în cazul irigării unui asolament) se folosește formula:

$$Q_{CPI} = \lambda \cdot \Omega_i + S_{CPI} \quad (6.165)$$

sau:

$$Q_{CPI} = \sum Q_{cds} + S_{CPI} \quad (6.166)$$

În acest sens a fost întocmit și graficul hidro-

modulului (λ).

Restul metodelor de rotație sunt deficitare atât ca exploatare cât și ca investiții, cerând supradimensionarea tuturor elementelor în raportul $\frac{T}{t}$, în care:

T – timpul – perioada de irigație;

t – timpul cât funcționează efectiv elementul analizat: $t = \sum t_i$.

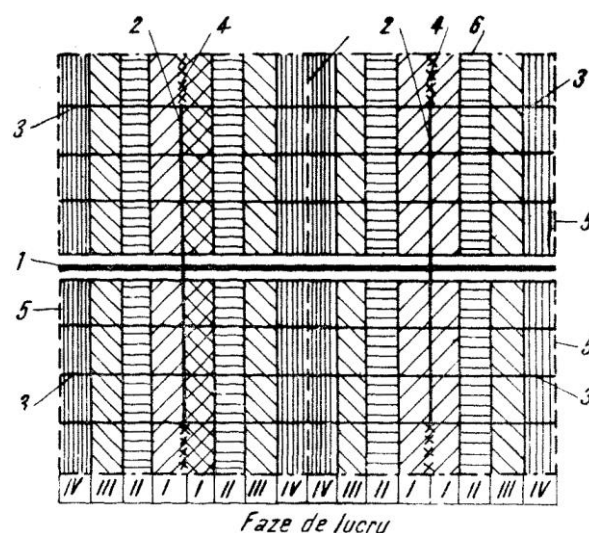


Fig. 6.204. Rotația apei pe canalul principal de irigație:

- 1 – canal magistral; 2 – canal de distribuție dintre exploatarea;
- 3 – canal principal de irigație; 4 – evacuare terminală;
- 5 – canal colector principal; 6 – canal principal de evacuare.

Distribuția apei se mai poate face prin:

– rotația apei pe canalul de distribuție dintre exploatarea și pe canalele principale de irigație ale exploatarea;

– rotația apei pe canalul magistral, pe canalele de distribuție dintre exploatarea și pe canalele principale de irigație ale exploatarea;

– rotația apei pe canalul magistral și pe canalele de distribuție dintre exploatarea.

Schema acestora se poate întocmi prin analogie cu celelalte metode, dar în general ele se aplică pe o scară mai mică, de aceea nu se insistă asupra lor.

Tipuri mixte de rotație și circulație a apei. Prin rotație mixtă se înțelege aplicarea diferitelor metode de rotație menționate mai sus, în cursul aceleiași perioade de vegetație.

Ca metode de rotație mixtă sunt de menționat: rotația pe canalul principal de irigație în perioada furnizării maxime a apei pe parcele și rotația pe canalul magistral sau pe canalele distribuitoare dintre exploatarea în restul timpului.

¹ V. Blidaru, „Irigații”, Editura Agro-Silvică. 1954.

6.5.3.2. Distribuția apei prin alimentare continuă – permanentă, cu rotația circulației în interiorul gospodăriei

Această metodă constă în furnizarea permanentă a apei beneficiarului sau exploatației respective, proporțional cu suprafața, cu hidromodulul, în cazul unui singur asolament, sau cu graficul de consum al exploatației, în cazul mai multor asolamente și al altor folosințe.

Repartizarea apei în gospodărie se face prin rotație.

6.5.3.3. Distribuția apei prin alimentare la cerere

Constă în faptul de a da apă unei exploatații numai la cererea pe care aceasta o face în ajunul udatului.

Este o metodă greu de executat în cazul sistemelor foarte mari cu canale deschise, deoarece nu permite o justă planificare a apei, a utilajelor și muncitorilor în cadrul întregului sistem de irigație și reclamă dimensiuni sporite la construcții și instalații.

Se recomandă pentru sistemele de irigații cu conducte sub presiune.



Prof. univ. dr. doc. ing. **Valeriu Blidaru** reprezintă o personalitate marcantă a învățământului superior și unul din iluștrii fondatori ai învățământului superior hidrotehnic la Iași.

Prin ampla sa lucrare, autorul răspunde tuturor exigențelor unei științe vaste, ce își conturează o nouă identitate și care poate deveni, de asemenea, o disciplină de studiu în planurile de învățământ ale universităților, la masterat și doctorat, tocmai pentru asigurarea creșterii calității învățământului superior românesc și alinierii acestuia la standardele europene și internaționale.

Amenajarea terenurilor din luncile râurilor cu un macorelief relativ regulat reclamă atât măsuri de desecări cât și de irigații, pentru ridicarea și menținerea capacității de producție. Extinderea mare luată de aceste amenajări a pus și problema executării unor amenajări economice și eficiente. O contribuție de seamă în rezolvarea problemei o constituie și soluția legării sistemului hidroameliorativ (irigații, desecări sau mixt) de râu (care este și sursă și recipient în acest caz), printr-un singur complex de instalații – *centru de priză și evacuare*.

ISBN: 978-606-37-1526-6
ISBN: 978-606-37-1529-7

